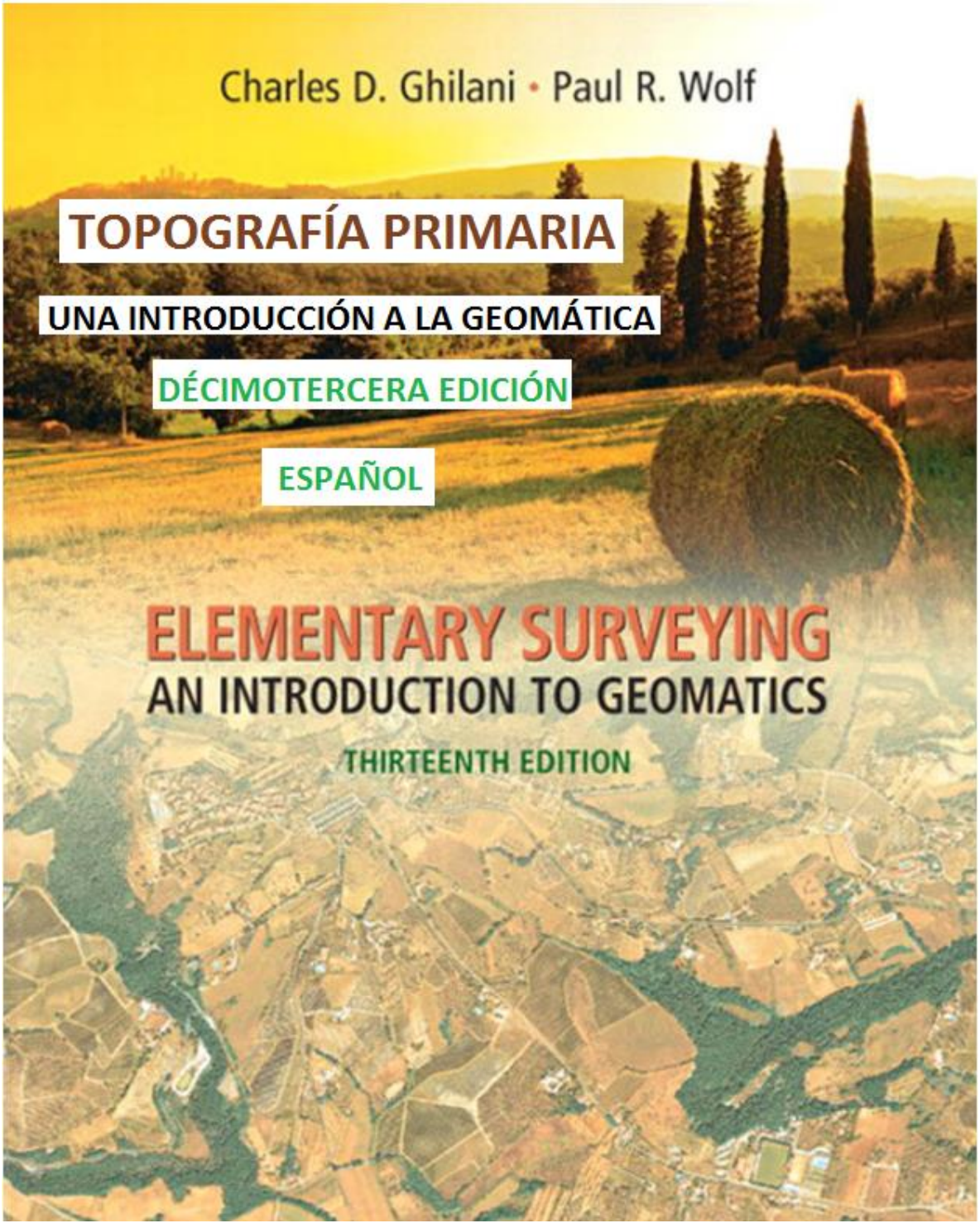


DECIMOTERCERA EDICIÓN

CHARLES D. GHILANI

Universidad Estatal de Pensilvania

PAUL R. WOLF

Profesor emérito de Ingeniería Civil y Ambiental Universidad de Wisconsin-Madison

Prentice Hall Boston Columbus Indianápolis Nueva York San Francisco Upper Saddle River Ámsterdam Ciudad del Cabo Dubái Londres Madrid Milán Múnich París Montreal Toronto Delhi Ciudad de México Sao Paulo Sídney Hong Kong Seúl Singapur Taipei Tokio

Vice President and Editorial Director, ECS: *Marcia J. Horton*
Executive Editor: *Holly Stark*
Editorial Assistant: *Keri Rand*
Vice President, Production: *Vince O'Brien*
Senior Managing Editor: *Scott Disanno*
Production Liaison: *Jane Bonnell*
Production Editor: *Anoop Chaturvedi, MPS Limited, a Macmillan Company*
Senior Operations Supervisor: *Alan Fischer*
Operations Specialist: *Lisa McDowell*
Executive Marketing Manager: *Tim Galligan*
Marketing Assistant: *Mack Patterson*
Senior Art Director and Cover Designer: *Kenny Beck*
Cover Images: Top: Tuscany landscape at sunset with San Gimignano in the background/ Stefano Tiraboschi/Shutterstock; Bottom: Satellite image of San Gimignano, Italy/DigitalGlobe and eMap International
Art Editor: *Greg Dulles*
Media Editor: *Daniel Sandin*
Composition/Full-Service Project Management: *MPS Limited, a Macmillan Company*

Mathcad is a registered trademark of Parametric Technology Corporation or its subsidiaries in the U.S. and in other countries.
Excel is a registered trademark of Microsoft Corporation.

Copyright © 2012, 2008.2tMK>. 2002 por Pearson Educación. Inc., río Upper Saddle. Nueva Jersey 07458. Todos los derechos reservados. Fabricado en los Estados Unidos de América. Esta publicación está protegida por derechos de autor y se deben obtener permisos del editor antes de cualquier reproducción prohibida, almacenamiento en un sistema de recuperación o transmisión en cualquier forma o por cualquier medio, ya sea electrónico, mecánico, fotocopia, grabación o similar. Para obtener permiso para utilizar materiales de este trabajo, envíe una solicitud por escrito a Pearson Iigher Education. Departamento de Permisos. Calle del Lago 1. Río Upper Saddle. NJ 07458. El autor y el editor de este libro han realizado sus mejores esfuerzos en la preparación de este libro. Estos esfuerzos incluyen el desarrollo, la investigación y la prueba de las teorías y programas para determinar su efectividad. El autor y el editor no ofrecen garantía de ningún tipo, expresa o implícita, con respecto a estos programas o la documentación contenida en este libro. El autor y el editor no serán responsables en ningún caso por daños incidentales o consecuentes relacionados con o que surjan de. el suministro, desempeño o uso de estos programas.

Datos de catalogación en publicación de la Biblioteca del Congreso Ghilani. Charles D. Topografía elemental: una introducción a la geomática / Charles D. Ghilani. Paul R. Lobo. — 13° cd. pag. cm. Incluye referencias bibliográficas e indice. ISBN-13: 978-0-13-255434-3 ISBN-10: 0-13-255434-8 1. Topografía. 2. Geomática. Yo lobo. Pablo R.II. Título. TA545.G395-2012

526,9-dc22

2010032525

Prentice Hall
is an imprint of

PEARSON

www.pearsonhighered.com

10 9 8 7 6 5 4 3 2 1
ISBN-13: 978-0-13-255434-3
ISBN-10: 0-13-255434-8

PREFACIO XVII

¿Qué hay de nuevo en esta edición? xviii

Agradecimientos xviii

1 • INTRODUCCIÓN 1

1.1 Definición de topografía 1

1.2 Geomática 3

1.3 Historia de la topografía 4

1.4 Levantamientos geodésicos y planos 9

1.5 Importancia de la topografía 10

1.6 Tipos de encuestas especializadas 11

1.7 Seguridad en la inspección 13

1.8 Sistemas de información terrestre y geográfica 14

1.9 Agencias Federales de Topografía y Cartografía 15

1.10 La profesión topográfica 16

1.11 Organizaciones topográficas profesionales 17

1.12 Encuestas en Internet 18

1.13 Desafíos futuros en la topografía 19

Problemas 20

Bibliografía 21

2 • UNIDADES, CIFRAS SIGNIFICATIVAS Y NOTAS DE CAMPO 23

PARTE 1 UNIDADES Y CIFRAS SIGNIFICATIVAS 23

2.1 Introducción

23 2.2 Unidades de medida

23 2.3 Sistema Internacional de Unidades (SI)

25 2.4 Cifras significativas

27 2.5 Redondeo de números 29

PARTE II NOTAS DE CAMPO 30

2.6 Notas de campo 30 2.7 Requisitos generales de las notas de campo escritas a mano 31 2.8 Tipos de libros de campo 32 2.9 Tipos de notas 33 2.10 Disposiciones de las notas 33 2.11 Sugerencias para registrar notas 35 2.12 Introducción a los recopiladores de datos 36 2.13 Transferencia de archivos desde los recopiladores de datos 39 2.14 Digital Gestión de archivos de datos 41 2.15 Ventajas y desventajas de los recopiladores de datos 42 Problemas 43 Bibliografía 44

3 • TEORÍA DE LOS ERRORES EN LAS OBSERVACIONES 45

3.1 Introducción 45

3.2 Observaciones directas e indirectas 45

3.3 Errores en las mediciones 46

3.4 Errores 46

3.5 Fuentes de errores al realizar observaciones 47

3.6 Tipos de errores 47

3.7 Precisión y exactitud 48

3.8 Eliminación de errores y errores sistemáticos 49

3.9 Probabilidad 49

3.10 Valor más probable 50

3.11 Residuos 51

3.12 Ocurrencia de errores aleatorios 51

3.13 Leyes generales de probabilidad 55

3.14 Medidas de precisión 55

3.15 Interpretación de la desviación estándar 58

3.16 Los errores del 50, 90 y 95 por ciento 58

3.17 Propagación de errores 60

3.18 Aplicaciones 65

3.19 Ajuste condicional de las observaciones 65

3.20 Pesos de las observaciones 66

3.21 Ajuste por mínimos cuadrados 67

3.22 Uso del software 68

Problemas 69

Bibliografía 71

4 • NIVELACIÓN: TEORÍA, MÉTODOS, Y EQUIPO 73

PARTE 1 NIVELACIÓN: TEORÍA Y MÉTODOS 73

4.1 Introducción 73

4.2 Definiciones 73

4.3 Datum vertical de América del Norte 75

4.4 Curvatura y refracción 76

4.5 Métodos para determinar diferencias de elevación 78

PARTE II EQUIPO PARA NIVELACIÓN DIFERENCIAL 85

4.6 Categorías de niveles 85

4.7 Telescopios 86

4.8 Viales de nivel 87

4.9 Niveles de inclinación 89

4.10 Niveles Automáticos 90

4.11 Niveles digitales 91

4.12 Trípodes 93

4.13 Nivel de mano 93

4.14 Varillas de nivel 94

4.15 Pruebas y ajustes de niveles 96

Problemas 100

Bibliografía 102

5 • NIVELACIÓN: PROCEDIMIENTOS DE CAMPO Y CÁLCULOS 103

5.1 Introducción 103

5.2 Transporte y configuración de un nivel 103

5.3 Deberes de un Topógrafo 105

5.4 Nivelación diferencial 106

5.5 Precisión 112

5.6 Ajustes de circuitos de nivel simple 113

5.7 Nivelación recíproca 114

5.8 Nivelación de tres cables 115

5.9 Nivelación de perfil 117

5.10 Nivelación de rejilla, sección transversal o pozo de préstamo 121

5.11 Uso del nivel de mano 122

5.12 Fuentes de error en la nivelación 122

5.13 Errores 124

5.14 Reducir errores y eliminar errores 125

5.15 Uso del software 125

Problemas 127

Bibliografía 129

6 • MEDICIÓN DE DISTANCIAS 131

PARTE 1 MÉTODOS PARA MEDIR DISTANCIAS 131

6.1 Introducción 131

6.2 Resumen de métodos para realizar mediciones lineales

6.3 Estimulación 132

6.4 Lecturas del odómetro 132

6.5 Telémetros ópticos 133

6.6 Taquimetría 133

6.7 Barra subtensa 133 131

PARTE II MEDICIONES DE DISTANCIA MEDIANTE CINTA 133

6.8 Introducción al encintado 133

6.9 Equipos y accesorios de encintado 134

6.10 Cuidado del equipo de encintado 135

6.11 Encintado en terreno nivelado 136

6.12 Mediciones horizontales en terreno inclinado 138

6.13 Mediciones de pendiente 140

6.14 Fuentes de error en el encintado 141

6.15 Problemas con cinta 145

6.16 Correcciones combinadas en un Problema de grabación 147

PARTE III MEDICIÓN ELECTRÓNICA DE DISTANCIA 148

6.17 Introducción 148

6.18 Propagación de energía electromagnética 149

6.19 Principios de la medición electrónica de distancias 152

6.20 Instrumentos electroópticos 153

6.21 Instrumentos de estación total 156

6.22 Instrumentos EDM sin reflectores 157

6.23 Cálculo de longitudes horizontales a partir de distancias inclinadas 158

6.24 Errores en la medición electrónica de distancias 160

6.25 Uso Software 165

Problemas 165

Bibliografía 168

7 • ÁNGULOS, AZIMUTS Y RUMBOS 169

7.1 Introducción 169

7.2 Unidades de medida de ángulos 169

7.3 Tipos de ángulos horizontales 170

7.4 Dirección de una línea 171

7,5 azimuts 172

7.6 Rodamientos 173

7.7 Comparación de azimuts y marcaciones 174

7.8 Cálculo de azimuts 175

7.9 Computación de rumbos 177

7.10 La brújula y el campo magnético de la Tierra 179

7.11 Declinación magnética 180

7.12 Variaciones en la declinación magnética 181

7.13 Software para determinar la declinación magnética 183

7.14 Atracción local 184

7.15 Problemas típicos de declinación magnética 185

7.16 Errores 187

Problemas 187

Bibliografía 189

8 • INSTRUMENTOS DE ESTACIÓN TOTAL; OBSERVACIONES DE ÁNGULO 191

PARTE 1 INSTRUMENTOS DE ESTACIÓN TOTAL 191

8.1 Introducción 191

8.2 Características de los instrumentos de estación total 191

8.3 Funciones realizadas por los instrumentos de estación total 194

8.4 Partes de un instrumento de estación total 195

8.5 Manejo y configuración de un instrumento de estación total 199

8.6 Instrumentos de estación total servoaccionados y operados remotamente 201

PARTE II OBSERVACIONES DE ÁNGULOS 203

8.7 Relación de ángulos y distancias 203

8.8 Observación de ángulos horizontales con instrumentos de estación total 204

8.9 Observación de ángulos horizontales mediante el método de dirección 206

8.10 Cerrando el horizonte 207

8.11 Observación de los ángulos de deflexión 209

8.12 Observación de acimutes 211

8.13 Observación de ángulos verticales 211

8.14 Vistas y marcas 213

8.15 Prolongación de una línea recta 214

8.16 En Equilibrio 216

8.17 Recorrido aleatorio 217

8.18 Estaciones totales para determinar las diferencias de elevación 218

8.19 Ajuste de los instrumentos de estación total y sus accesorios 219

8.20 Fuentes de error en el trabajo de la estación total 222

8.21 Propagación de errores aleatorios en observaciones de ángulos 228

8.22 Errores 228

Problemas 229

Bibliografía 230

9 • ARREGLOS 231

9.1 Introducción 231

9.2 Observación de ángulos o direcciones transversales 233

9.3 Observación de longitudes transversales 234

9.4 Selección de estaciones de poligonal 235

9.5 Referencia de estaciones de poligonal 235

9.6 Notas de campo de poligonal 237

9.7 Dosificación errónea de ángulo 238

9.8 Poligonal con instrumentos de estación total 239

9.9 Poligonal radial 240

9.10 Fuentes de error en el poligonal 241

9.11 Errores en el poligonal 242

Problemas 242

10 • CÁLCULOS DE TRANSVERSAL 245

10.1 Introducción 245

10.2 Ángulos de equilibrio 246

10.3 Cálculo de azimuts o rumbos preliminares 248

10.4 Salidas y latitudes 249

10.5 Condiciones de cierre de latitud y salida 251

10.6 Equidistancia lineal transversal y precisión relativa 251

10.7 Ajuste transversal 252

10.8 Rectangular Coordenadas 255

10.9 Métodos alternativos para realizar cálculos transversales 256

10.10 Inversión 260

10.11 Cálculo de longitudes y direcciones transversales finales ajustadas 261

10.12 Cálculos de coordenadas en levantamientos de límites 263

10.13 Uso de transversales abiertas 265

10.14 Sistemas de coordenadas del plano estatal 268

10.15 Cálculos transversales utilizando computadoras 269

10.16 Localización de errores en la transversal Observaciones 269

10.17 Errores en los cálculos transversales 272

Problemas 272

Bibliografía 275

11 • GEOMETRÍA DE COORDENADAS EN CÁLCULOS TOPOGRÁFICOS 277

11.1 Introducción 277

11.2 Formas coordinadas de ecuaciones para rectas y círculos 278

11.3 Distancia perpendicular de un punto a una recta 280

11.4 Intersección de dos rectas, ambas con direcciones conocidas 282

11.5 Intersección de una recta con un círculo 284

11.6 Intersección de dos círculos 287

11.7 Resección de tres puntos 289

11.8 Transformación de coordenadas conformes bidimensionales 292

11.9 Problema del punto inaccesible 297

11.10 Resección tridimensional de dos puntos 299

11.11 Software 302

Problemas 303

Bibliografía 307

12 ÁREA 309

12.1 Introducción 309

12.2 Métodos de medición del área 309

12.3 Área por división en figuras simples 310

12.4 Área por desplazamientos de líneas rectas 311

12.5 Área por Coordenadas 313

12.6 Área por método de distancia de doble meridiano 317

12.7 Área de parcelas con límites circulares 320

12.8 Partición de Tierras 321

12.9 Área según mediciones de mapas 325

12.10 Programas 327

12.11 Fuentes de error al determinar áreas 328

12.12 Errores al determinar áreas 328

Problemas 328

Bibliografía 330

13 • SISTEMAS MUNDIALES DE NAVEGACIÓN POR SATÉLITE: INTRODUCCIÓN Y PRINCIPIOS DE FUNCIONAMIENTO 331

13.1 Introducción 331

3.2 Descripción general del GPS 332

13.3 La señal GPS 335

13.4 Sistemas de coordenadas de referencia 337

13.5 Fundamentos del posicionamiento por satélite 345

13.6 Errores en las observaciones 348

13.7 Posicionamiento diferencial 356

13.8 Métodos cinemáticos 358

13.9 Posicionamiento relativo 359

13.10 Otros sistemas de navegación por satélite 362

13.11 El futuro

364 Problemas

365 Bibliografía 366

14 • SISTEMAS MUNDIALES DE NAVEGACIÓN POR SATÉLITE - ESTUDIOS ESTÁTICOS 367

14.1 Introducción 367

14.2 Procedimientos de campo en levantamientos satelitales 369

14.3 Planificación de levantamientos satelitales 372

14.4 Realización de levantamientos estáticos 384

14.5 Procesamiento y análisis de datos 386

14.6 Fuentes de errores en levantamientos satelitales 393

14.7 Errores en levantamientos satelitales

395 Problemas 395

Bibliografía 397

15 SISTEMAS MUNDIALES DE NAVEGACIÓN POR SATÉLITE - ESTUDIOS CINEMÁTICOS 399

15.1 Introducción 399

15.2 Planificación de levantamientos cinemáticos 400

15.3 Inicialización 402

15.4 Equipo utilizado en estudios cinemáticos 403

15.5 Métodos utilizados en levantamientos cinemáticos 405

15.6 Realización de levantamientos cinemáticos postprocesados 408

15.7 Comunicación en levantamientos cinemáticos en tiempo real 411

15.8 Redes en tiempo real 412

15.9 Realización de estudios cinemáticos en tiempo real 413

15.10 Control de la máquina 414

15.11 Errores en levantamientos cinemáticos 418

15.12 Errores en levantamientos cinemáticos 418

Problemas 418

Bibliografía 419

16 AJUSTES POR MÍNIMOS CUADRADOS 421

16.1 Introducción 421

16.2 Condición fundamental de mínimos cuadrados 423

16.3 Ajuste de mínimos cuadrados mediante el método de la ecuación de observación 424

16.4 Métodos matriciales en el ajuste de mínimos cuadrados 428

16.5 Ecuaciones matriciales para precisiones de cantidades ajustadas 430

16.6 Ajuste de mínimos cuadrados de circuitos de nivelación 432

16.7 Propagación de errores 436

16.8 Ajuste de mínimos cuadrados de los vectores de referencia del GNSS 437

16.9 Ajuste de mínimos cuadrados de levantamientos en planos horizontales convencionales 443

16.10 La elipse de error 452

16.11 Procedimientos de ajuste 457

16.12 Otras medidas de precisión para estaciones horizontales 458

16.13 Software 460

16.14 Conclusiones 460

Problemas 461

Bibliografía 466

17 ENCUESTAS DE MAPEO 467

17.1 Introducción 467

17.2 Métodos básicos para realizar levantamientos cartográficos 468

17.3 Escala del mapa 468

17.4 Control para levantamientos cartográficos 470

17.5 Contornos 471

17.6 Características de los contornos 474

17.7 Métodos directos e indirectos para localizar contornos 474

17.8 Modelos de elevación digitales y sistemas de contorno automatizados 477

17.9 Métodos de campo básicos para localizar detalles topográficos 479

17.10 Transformación de coordenadas conformes tridimensionales 488

17.11 Selección del método de campo 489

17.12 Trabajar con recolectores de datos y software de campo a acabado 490

17.13 Levantamientos Hidrográficos 493

17.14 Fuentes de error en levantamientos cartográficos 497

17.15 Errores en los estudios cartográficos 498

Problemas 498

Bibliografía 500

18 MAPEO 503

18.1 Introducción 503

18.2 Disponibilidad de mapas e información relacionada 504

18.3 Programa Nacional de Cartografía 505

18.4 Estándares de precisión para el mapeo 505

18.5 Procedimientos de redacción manuales y asistidos por computadora 507

18.6 Diseño de mapas 508

18.7 Diseño del mapa 510

18.8 Procedimientos básicos de trazado de mapas 512

18.9 Intervalo de contorno 514

18.10 Trazado de contornos 514

18.11 Letras 515

18.12 Elementos del mapa cartográfico 516

18.13 Materiales de dibujo 519

18.14 Sistemas automatizados de cartografía y dibujo asistido por computadora 519

18.15 Impactos de los sistemas modernos de información geográfica y terrestre en la cartografía 525

18.16 Fuentes de error en el mapeo 526

18.17 Errores en el mapeo 526

Problemas 526

Bibliografía 528

19 • ESTUDIOS DE CONTROL Y REDUCCIONES GEODÉSICAS 529

19.1 Introducción 529

19.2 El elipsoide y el geoide 530

19.3 El Polo Terrestre Convencional 532

19.4 Posición geodésica y radios de curvatura elipsoidales 534

19.5 Ondulación del geoide y deflexión de la vertical 536

19.6 Marcos de referencia de EE. UU. 538

19.7 Estándares y especificaciones de precisión para estudios de control 547

19.8 El Sistema Nacional de Referencia Espacial 550

19.9 Jerarquía de la Red Nacional de Control Horizontal 550

19.10 Jerarquía de la Red Nacional de Control Vertical 551

19.11 Descripciones de puntos de control 551

19.12 Procedimientos de campo para estudios de control horizontal tradicionales 554

19.13 Procedimientos de campo para estudios de control vertical 559

19.14 Reducción de observaciones de campo a sus valores geodésicos 564

19.15 Cálculos de posición geodésica 577 1

9.16 El sistema de coordenadas geodésicas local 580

19.17 Cálculos de coordenadas tridimensionales 581

19.18 Software

Problemas 584

Bibliografía 587

20 • COORDENADAS DEL PLANO ESTATAL Y OTRAS PROYECCIONES DE MAPA 589

20.1 Introducción 589

20.2 Proyecciones utilizadas en sistemas de coordenadas del plano estatal 590

20.3 Proyección cónica conforme de Lambert 593

20.4 Proyección transversal de Mercator 594

20.5 Coordenadas del plano estatal en NAD27 y NAD83 595

20.6 Cálculo de coordenadas SPCS83 en el sistema cónico conforme de Lambert 596

20.7 Cálculo de coordenadas SPCS83 en el sistema transversal de Mercator 601

20.8 Reducción de distancias y ángulos a cuadrículas de coordenadas del plano estatal 608

20.9 Cálculo de las coordenadas del plano estatal de las estaciones transversales 617

20.10 Encuestas que se extienden de una zona a otra 620

20.11 Conversiones entre SPCS27 y SPCS83 621

20.12 La proyección universal transversal de Mercator 622

20.13 Otras proyecciones cartográficas 623

20.14 Software de proyección de mapas 627

Problemas 628

Bibliografía 631

21 ESTUDIOS DE LÍMITES 633

21.1 Introducción 633

21.2 Categorías de levantamientos territoriales 634

21.3 Perspectivas históricas 635

21.4 Descripción de la propiedad mediante medidas y límites 636

21.5 Descripción adecuada mediante el sistema de bloques y lotes 639

21.6 Descripción de la Propiedad por Coordenadas 641

21.7 Encuestas de retroceso 641

21.8 Encuestas de subdivisión 644

21.9 Partición de tierras 646

21.10 Registro del Título 647

21.11 Posesión Adversa y Servidumbres 648

21.12 Encuestas de condominios 648

21.13 Sistemas de información geográfica y terrestre 655

21.14 Fuentes de error en los estudios de límites 655

21.15 Errores 655

Problemas 656

Bibliografía 658

22 ESTUDIOS DE LOS TERRENOS PÚBLICOS 659

22.1 Introducción 659

22.2 Instrucciones para los estudios de tierras públicas 660

22.3 Punto Inicial 663

22.4 Meridiano principal 664

22,5 Línea de base 665

22.6 Paralelas estándar (líneas de corrección) 666

22.7 Guía Meridianos 666

22.8 Exteriores de municipio, líneas meridionales (de rango) y líneas latitudinales (de municipio) 667

22.9 Designación de municipios 668

22.10 Subdivisión de un cuadrilátero en municipios 668

22.11 Subdivisión de un municipio en secciones 670

22.12 Subdivisión de las Secciones 671

22.13 Secciones fraccionarias 672

22.14 Notas 672

22.15 Esquema de los pasos de subdivisión 672

22.16 Marcando las esquinas 674

22.17 Testigos que vienen 674

22.18 Esquinas de meandro 675

22.19 Esquinas perdidas y borradas 675

22.20 Precisión de los estudios de tierras públicas 678

22.21 Descripciones por sección del municipio y subdivisión más pequeña 678

22.22 Sistema de información terrestre BLM 679

22.23 Fuentes de error 680

22.24 Errores 680

Problemas 681

Bibliografía 683

23 ENCUESTAS DE CONSTRUCCIÓN 685

23.1 Introducción 685

23.2 Equipo especializado para estudios de construcción 686

23.3 Control horizontal y vertical 689

23.4 Replanteo de una tubería 691

23.5 Grados de tubería de replanteo 692

23.6 Replanteo de un edificio 694

23.7 Replanteo de carreteras 698

23.8 Otros estudios de construcción 703

23.9 Levantamientos de construcción utilizando instrumentos de estación total 704

23.10 Levantamientos de construcción utilizando equipos GNSS 706

23.11 Guía y control de máquinas 709

23.12 Encuestas según construcción con Loser Scanning (Exploración Perdida) 710

23.13 Fuentes de error en los estudios de construcción 711

23.14 Errores 712

Problemas 712

Bibliografía 714

24 CURVAS HORIZONTALES 715

24.1 Introducción 715

24.2 Grado de curva circular 716

24.3 Definiciones y derivación de fórmulas de curva circular 718

24.4 Estacionamiento de curva circular 720

24.5 Procedimiento general de trazado de curvas circulares mediante ángulos de deflexión 721

24.6 Cálculo de cuerdas y ángulos de deflexión 723

24.7 Notas para el diseño de curvas circulares mediante ángulos de deflexión y cuerdas incrementales 725

24.8 Procedimientos detallados para el diseño de curvas circulares mediante ángulos de deflexión y cuerdas incrementales 726

24.9 Configuraciones en la curva 727

24.10 Curvas circulares métricas por ángulos de deflexión y cuerdas incrementales 728

24.11 Diseño de curva circular por ángulos de deflexión y cuerdas totales 730

24.12 Cálculo de coordenadas en una curva circular 731

24.13 Diseño de curva circular por coordenadas 733

24.14 Replanteo de curvas utilizando receptores GNSS y estaciones totales robóticas 738

24.15 Diseño de curva circular por desplazamientos 739

24.16 Problemas de curvas circulares especiales 742

24.17 Curvas compuestas e inversas 743

24.18 Distancia de visión en curvas horizontales 743

24.19 Espirales 744

24.20 Cálculo de alineaciones circulares "as-built" (tal como está construido) 749

24.21 Fuentes de error al trazar curvas circulares 752

24.22 Errores 752

Problemas 753

Bibliografía 755

25- CURVAS VERTICALES 757

25.1 Introducción 757

25.2 Ecuación general de una curva parabólica vertical 758

25.3 Ecuación de una curva parabólica vertical tangente igual 759

25.4 Punto alto o bajo en una curva vertical 761

25.5 Cálculos de curvas verticales utilizando la ecuación de desplazamiento tangente 761

25.6 Propiedad tangente igual de una parábola 765

25.7 Cálculos de curvas por proporción 766

25.8 Replanteo de una curva parabólica vertical 766

25.9 Control de la máquina en operaciones de nivelación 767

25.10 Cálculos para una curva vertical tangente desigual 767

25.11 Diseño de una curva que pasa por un punto fijo 770

25.12 Distancia de visión 771

25.13 Fuentes de error al trazar curvas verticales 773

25.14 Errores 774

Problemas 774

Bibliografía 776

26 • VOLÚMENES 777

26.1 Introducción 777

26.2 Métodos de medición de volumen 777

26.3 El método de la sección transversal 778

26.4 Tipos de secciones transversales 779

26.5 Fórmula del área final promedio 780

26.6 Determinación de las áreas finales 781

26.7 Calcular las intersecciones de pendientes 784

26.8 Fórmula prismoidal 786

26.9 Cálculos de volumen 788

26.10 Método de unidad de área o pozo de préstamo 790

26.11 Método del área del contorno 791

26.12 Medición de volúmenes de descarga de agua 793

26.13 Software 794

26.14 Fuentes de error al determinar los volúmenes 795

26.15 Errores 795

Problemas 795

Bibliografía 798

27 FOTOGRAMETRÍA 799

27.1 Introducción 799

27.2 Usos de la fotogrametría 800

27.3 Cámaras aéreas 801

27.4 Tipos de fotografías aéreas 803

27.5 Fotografías aéreas verticales 804

27.6 Escala de una fotografía vertical 806

27.7 Coordenadas terrestres a partir de una única fotografía vertical 810

27.8 Desplazamiento del relieve en una fotografía vertical 811

27.9 Altura de vuelo de una fotografía vertical 813

27.10 Paralaje estereoscópico 814

27.11 Visualización estereoscópica 817

27.12 Medición estereoscópica de paralaje 819

27.13 Fotogrametría analítica 820

27.14 Instrumentos de trazado estereoscópico 821

27.15 Ortofotos 826

27.16 Control terrestre para fotogrametría 827

27.17 Planificación de vuelo 828

27.18 Sistemas aerotransportados de cartografía láser 830

27.19 Teledetección 831

27.20 Software 837

27.21 Fuentes de error en fotogrametría 838

27.22 Errores 838

Problemas 839

Bibliografía 842

28 * INTRODUCCIÓN A LOS SISTEMAS DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA 843

28.1 Introducción 843

28.2 Sistemas de información terrestre 846

28.3 Clasificaciones y fuentes de datos SIG 846

28.4 Datos espaciales 846

28.5 Datos no espaciales 852

28.6 Conversiones de formato de datos 853

28.7 Creación de bases de datos SIG 856

28.8 Metadatos 862

28.9 Funciones analíticas del SIG 862

28.10 Aplicaciones SIG 867

28.11 Fuentes de datos 867

Problemas 869

Bibliografía 871

APÉNDICE A • NIVELES, TRÁNSITOS Y TEODOLITOS DE DUMPY 873

APÉNDICE B • EJEMPLOS DE NOTAS 888

APÉNDICE C • OBSERVACIONES ASTRONÓMICAS 895

APÉNDICE D • USO DE LAS HOJAS DE TRABAJO DEL SITIO WEB COMPAÑERO 911

APÉNDICE E INTRODUCCIÓN A LAS MATRICES 917

APÉNDICE F • SISTEMA DE COORDENADAS DEL AVIÓN ESTATAL DE EE. UU. QUE DEFINE LOS PARÁMETROS 923

APÉNDICE G • RESPUESTAS A PROBLEMAS SELECCIONADOS 927

ÍNDICE 933

Esta decimotercera edición de Topografía elemental: Introducción a la geomática es un texto legible que presenta conceptos básicos y material práctico en cada una de las áreas fundamentales para la práctica moderna de la topografía (geomática). Está escrito principalmente para estudiantes que comienzan sus estudios de topografía (geomática) a nivel universitario. Aunque el libro es elemental, su profundidad y amplitud también lo hacen ideal para el autoestudio y la preparación para exámenes de licencia. Esta edición incluye más de 400 figuras e ilustraciones para ayudar a aclarar las discusiones, y se trabajan numerosos problemas de ejemplo para ilustrar los procedimientos computacionales. Para mantener el objetivo de proporcionar una presentación actualizada de los equipos y procedimientos topográficos, se hace hincapié en las estaciones totales como instrumentos para realizar observaciones de ángulos y distancias. Además, en esta edición se ha introducido la cartografía móvil. Los tránsitos y teodolitos, que no se utilizan en la práctica, se presentan brevemente en el cuerpo principal del texto. De manera similar, los niveles automáticos son ahora los instrumentos dominantes para la determinación de la elevación y, en consecuencia, se hace hincapié en su uso. Los niveles rechonchos, que rara vez se utilizan hoy en día, sólo se mencionan brevemente en el texto principal. Para aquellos que todavía utilizan estos instrumentos, se tratan con más detalle en el Apéndice A de este libro. Sin embargo, esta será la última edición que contenga este apéndice. Al igual que en ediciones anteriores, este libro continúa enfatizando la teoría de los errores en el trabajo topográfico. Al final de cada capítulo, se enumeran los errores comunes y los errores relacionados con el tema tratado para recordar a los estudiantes que deben tener cuidado en todo su trabajo. A lo largo del texto se intercalan sugerencias prácticas resultantes de los muchos años de experiencia de los autores. Muchos de los 1000 problemas posteriores a los capítulos se han reescrito para que los instructores puedan crear nuevas tareas para sus alumnos. Hay un manual del instructor disponible en el sitio web complementario en http://www.pearsonhighered.com/ghilani para este libro para los instructores que adopten el libro comunicándose con su departamento de ventas de Prentice Hall.

Además, los autores desean agradecer las contribuciones de cartas, mapas u otra información del Servicio Geodésico Nacional, el Servicio Geológico de Estados Unidos y la Oficina de Gestión de Tierras de Estados Unidos. También se expresa nuestro agradecimiento a los numerosos fabricantes de instrumentos que proporcionaron fotografías y otra información descriptiva de sus equipos para su uso en este documento. A todos los mencionados anteriormente y a cualquier otra persona que haya sido omitida inadvertidamente, los autores están extremadamente agradecidos.

■ 1.1 DEFINICIÓN DE TOPOGRAFÍA

La topografía, que recientemente también se ha denominado indistintamente geomática (ver Sección 1.2), se ha definido tradicionalmente como la ciencia, el arte y tecnología para determinar las posiciones relativas de puntos encima, sobre o debajo de la superficie de la Tierra, o para establecer dichos puntos. Sin embargo, en un sentido más general, la topografía (geomática) puede considerarse como aquella disciplina que abarca todos los métodos para medir y recopilar información sobre la tierra física y nuestro medio ambiente, procesar esa información y difundir una variedad de productos resultantes a una amplia gama de clientes. La topografía ha sido importante desde el comienzo de la civilización. Sus primeras aplicaciones fueron para medir y marcar límites de propiedad. A lo largo de los años, su importancia ha aumentado constantemente con la creciente demanda de una variedad de mapas y otros tipos de información espacialmente relacionados y la creciente necesidad de establecer líneas y pendientes precisas para guiar las operaciones de construcción. Hoy en día, la importancia de medir y monitorear nuestro medio ambiente se vuelve cada vez más crítica a medida que nuestra población se expande, los valores de la tierra aumentan, nuestros recursos naturales disminuyen y las actividades humanas continúan presionando la calidad de nuestra tierra, agua y aire. Utilizando modernas tecnologías terrestres, aéreas, satelitales y computadoras para el procesamiento de datos, los topógrafos contemporáneos ahora pueden medir y monitorear la Tierra y sus recursos naturales literalmente a nivel global. Nunca antes había estado disponible tanta información para evaluar las condiciones actuales, tomar decisiones de planificación acertadas y formular políticas en una serie de aplicaciones de uso de la tierra, desarrollo de recursos y preservación ambiental. Reconociendo la creciente amplitud e importancia de la práctica de la agrimensura, la Federación Internacional de Agrimensores (ver Sección 1.11) adoptó la siguiente definición:

“Un agrimensor es una persona profesional con calificaciones académicas y experiencia técnica para realizar una o más de las siguientes actividades;

• Determinar, medir y representar el terreno, objetos tridimensionales, campos de puntos. y trayectorias;

• reunir e interpretar información territorial y geográficamente relacionada;

• utilizar esa información para la planificación y administración eficiente de la tierra, el mar y cualquier estructura en ellos; y

• realizar investigaciones sobre las prácticas anteriores y desarrollarlas.

Funciones detalladas

Las tareas profesionales del topógrafo pueden involucrar una o más de las siguientes actividades:

Las que pueden ocurrir sobre, encima o debajo de la superficie de la tierra o del mar y podrá realizarse en asociación con otros profesionales.

1. La determinación del tamaño y forma de la tierra y las medidas de todos los datos necesarios para definir el tamaño, posición, forma y contorno de cualquier pieza de la tierra y monitorear cualquier cambio en la misma.

2. El posicionamiento de objetos en el espacio y el tiempo, así como el posicionamiento y Monitoreo de características físicas, estructuras y trabajos de ingeniería arriba o debajo de la superficie de la tierra.

3. El desarrollo, ensayo y calibración de sensores, instrumentos y sistemas para los fines antes mencionados y para otros fines topográficos.

4. La adquisición y uso de información espacial a corta distancia, aérea e imágenes satelitales y la automatización de estos procesos.

5. La determinación de la posición de los límites de lo público o lo privado en tierras, incluidas las fronteras nacionales e internacionales, y el registro de dichas tierras ante las autoridades correspondientes.

6. El diseño, establecimiento y administración de la información geográfica, sistemas (SIG) y la recopilación, almacenamiento, análisis, gestión, visualización y difusión de datos.

7. El análisis, interpretación e integración de objetos y fenómenos espaciales en SIG, incluyendo la visualización y comunicación de dichos datos en mapas, maquetas y dispositivos digitales móviles.

8. El estudio del medio natural y social, la medición del territorio y recursos marinos y el uso de dichos datos en la planificación del desarrollo en áreas urbanas, rurales y regionales.

9. La planificación, promoción y reurbanización de bienes inmuebles, ya sean urbanos o rurales y ya sean terrenos o edificios.

10. La tasación del valor y la gestión de los bienes, ya sean urbanos o rurales y ya sean terrenos o edificios.

11. La planificación, medición y dirección de las obras de construcción, incluyendo la estimación de costos.

En la aplicación de las actividades anteriores, los inspectores tendrán en cuenta los aspectos legales, económicos, ambientales y sociales que afectan a cada proyecto".

La amplitud y diversidad de la práctica de la topografía (geomática), así como su importancia en la civilización moderna, se desprenden fácilmente de esta definición.

■ 1.2 GEOMÁTICA

Como se señaló en la Sección 1.1, geomática es un término relativamente nuevo que ahora se aplica comúnmente para abarcar las áreas de práctica anteriormente identificadas como topografía. El nombre ha ganado una amplia aceptación en los Estados Unidos, así como en otros países del mundo de habla inglesa, especialmente en Canadá, el Reino Unido y Australia. En los Estados Unidos, la División de Ingeniería Topográfica de la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles cambió su nombre por el de División de Geomática. Muchos programas de colegios y universidades en los Estados Unidos que anteriormente se identificaban como "Topografía" o "Ingeniería topográfica" ahora se llaman "Geomática" o "Ingeniería Geomática". La razón principal citada para realizar el cambio de nombre es que la forma y el alcance de la práctica de la topografía han cambiado dramáticamente en los últimos años. Esto ha ocurrido en parte debido a los recientes desarrollos tecnológicos que han proporcionado a los topógrafos nuevas herramientas para medir y/o recopilar información, para computar y para mostrar y difundir información. También ha sido impulsado por preocupaciones cada vez mayores sobre el medio ambiente a nivel local, regional y global, que han exacerbado en gran medida los esfuerzos para monitorear, gestionar y regular el uso de nuestra tierra, agua, aire y otros recursos naturales. Estas circunstancias, y otras, han provocado un gran aumento en la demanda de nueva información relacionada espacialmente. Históricamente, los topógrafos realizaban sus mediciones utilizando métodos

terrestres y hasta hace poco el tránsito y la $cinta_1$ eran sus instrumentos principales. Los cálculos, los análisis y los informes, planos y mapas que entregaban a sus clientes se preparaban (en forma impresa) mediante tediosos procesos manuales. Hoy en día, el arsenal de herramientas del topógrafo moderno para medir y recopilar información ambiental incluye instrumentos electrónicos para medir automáticamente distancias y ángulos, sistemas de topografía por satélite para obtener rápidamente posiciones precisas de puntos muy espaciados y modernos sistemas aéreos de imágenes digitales y escaneo láser para mapear rápidamente y recopilar otras formas de datos sobre la tierra en la que vivimos. Además, existen sistemas informáticos que pueden procesar los datos medidos y producir automáticamente planos, mapas y otros productos a velocidades inauditas hace unos años. Además, estos productos pueden prepararse en formatos electrónicos y transmitirse a ubicaciones remotas a través de sistemas de telecomunicaciones. Paralelamente al desarrollo de estas nuevas tecnologías de recopilación y procesamiento de datos, han surgido y madurado los sistemas de información geográfica (SIG). Estos sistemas informáticos permiten integrar, analizar prácticamente cualquier tipo de información espacial relacionada con el medio ambiente,

1 Estos instrumentos se describen en el Apéndice A y el Capítulo 6, respectivamente.

mostrar y $difundir^2$ La clave para operar con éxito los sistemas de información geográfica son datos de alta calidad relacionados espacialmente, y la recopilación y el procesamiento de estos datos imponen nuevas y grandes exigencias a la comunidad topográfica. Como resultado de estos nuevos desarrollos mencionados anteriormente, y otros, muchos sienten que el nombre de encuesta ya no refleja adecuadamente el papel ampliado y cambiante de su profesión. De ahí que haya surgido el nuevo término geomática. En este texto se utilizan ambos términos topografía y geomática, aunque el primero se utiliza con mayor frecuencia. Sin embargo, los estudiantes deben comprender que los dos términos son sinónimos, como se explicó anteriormente.

■ 1.3 HISTORIA DE LA TOPOGRAFÍA

Los registros históricos más antiguos que existen hoy en día y que se relacionan directamente con el tema de la topografía afirman que esta ciencia comenzó en Egipto. Heródoto registró que Sesostris (alrededor de 1400 a.C.) dividió la tierra de Egipto en parcelas con el fin de pagar impuestos. Las inundaciones anuales del río Nilo arrasaron con partes de estas parcelas y se designaron agrimensores para reemplazar los límites. Estos primeros topógrafos fueron llamados tensores de cuerdas, ya que sus mediciones se realizaban con cuerdas que tenían marcadores a distancias unitarias. Como consecuencia de este trabajo, los primeros pensadores griegos desarrollaron la ciencia de la geometría. Sin embargo, su avance se produjo principalmente en la línea de la ciencia pura. Heron se destaca por aplicar la ciencia a la topografía alrededor del año 120 a.C. Fue autor de varios tratados importantes de interés para los topógrafos, incluido The Dioptra (La Dioptría), que relataba los métodos de topografía de un campo, dibujo de un plano y realización de cálculos relacionados. También describió una de las primeras piezas de equipo topográfico registradas, la dioptría [Figura 1.1(a)]. Durante muchos años, el trabajo de Heron fue el de mayor autoridad entre los topógrafos griegos y egipcios. Un avance significativo en el arte de la agrimensura provino de los romanos de mentalidad práctica, cuyo escrito más conocido sobre agrimensura fue el de Frontino. Aunque el manuscrito original desapareció, se han conservado partes copiadas de su obra. Este destacado ingeniero y agrimensor romano, que vivió en el siglo I, fue un pionero en este campo y sus ensayos siguieron siendo la norma durante muchos años. La capacidad de ingeniería de los romanos quedó demostrada por su extenso trabajo de construcción en todo el imperio. Los estudios necesarios para esta construcción dieron como resultado la organización de un gremio de topógrafos. Se desarrollaron y utilizaron ingeniosos instrumentos. Entre ellas se encontraban la grotna [Figura 1.1(b)], utilizada para avistamientos; la libella, un marco en A con una plomada, para nivelar; y los chorobates, una regla horizontal de unos 20 pies de largo con patas de apoyo y una ranura en la parte superior para que el agua sirva como nivel. Uno de los manuscritos latinos más antiguos que existen es el Codex Acerianus, escrito aproximadamente en el siglo VI. Contiene un relato de la topografía practicada por los romanos e incluye varias páginas del tratado de Frontino.

2 Los sistemas de información geográfica se presentan brevemente en la Sección 1.9 y luego se describen con mayor detalle en el Capítulo 28.

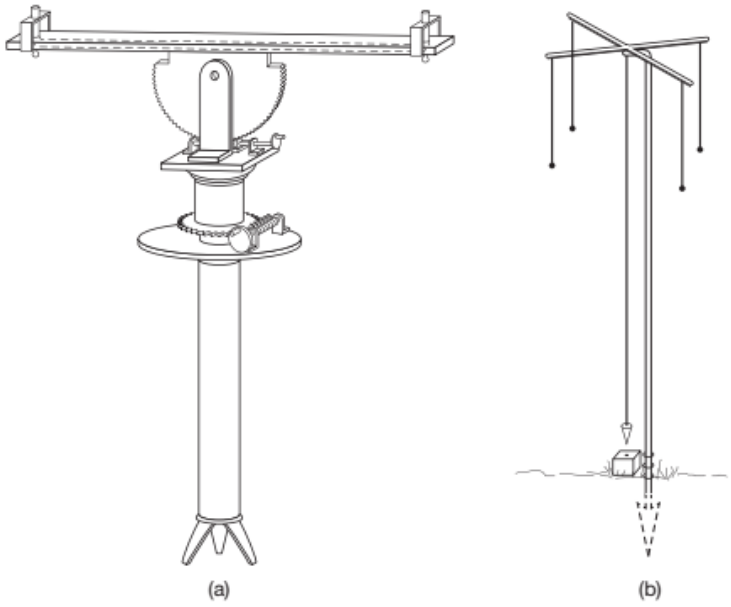


Figura 1.1
Instrumentos históricos de Topogarfía:
(a) La dioptría
(b) La groma

El manuscrito fue encontrado en el siglo X por Gerbert y sirvió de base para su texto sobre geometría, que se dedicó en gran medida a la agrimensura. Durante la Edad Media, los árabes mantuvieron viva la ciencia griega y romana. Se hicieron pocos progresos en el arte de la agrimensura y los únicos escritos relacionados con él se denominaron "geometría práctica". En el siglo XIII. Von Piso escribió Practica Geometria, que contenía instrucciones sobre topografía. También fue autor del Liber Quadratorum, que trata principalmente de los cuadrantes, un marco cuadrado de latón que tiene un ángulo de 90° y otras escalas graduadas. Se utilizó un puntero móvil para apuntar. Otros instrumentos de la época fueron el astrolabio, un círculo de metal con un puntero articulado en el centro y sostenido por un anillo en la parte superior, y la cruz, una varilla de madera de aproximadamente 4 pies de largo con una cruceta ajustable en ángulo recto. Las longitudes conocidas de los brazos de la cruz permitían medir distancias mediante proporciones y ángulos. Las primeras civilizaciones asumieron que la Tierra era una superficie plana, pero al observar la sombra circular de la Tierra sobre la Luna durante los eclipses lunares y observar cómo los barcos desaparecían gradualmente a medida que navegaban hacia el horizonte, poco a poco se dedujo que el planeta en realidad se curvaba en todas direcciones. Determinar el verdadero tamaño y forma de la Tierra ha intrigado a los humanos durante siglos. La historia registra que un griego llamado Eratóstenes fue uno de los primeros en calcular sus dimensiones. Su procedimiento, que ocurrió alrededor del año 200 a.C., se ilustra en la figura 1.2. Eratóstenes había llegado a la conclusión de que las ciudades egipcias de Alejandría y Siena estaban situadas aproximadamente en el mismo meridiano, y también había observado que al mediodía del solsticio de verano, el sol estaba directamente encima de Siena. (Esto fue evidente porque a esa hora de ese día, la imagen del---

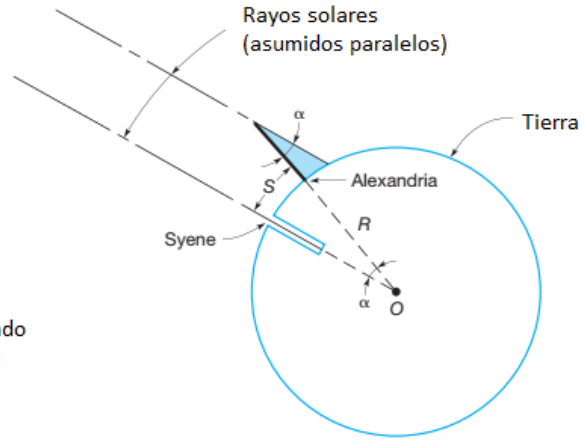


Figura 1.2
Geometría del procedimiento utilizado por Eratóstenes para determinar la circunferencia de la Tierra.

Sol se podía ver reflejándose desde el fondo de un profundo pozo vertical allí.) Razonó que en ese momento, el sol, Syene y Alejandría estaban en un plano meridiano común, y si podía medir la longitud del arco entre las dos ciudades, y el ángulo que subtendía en el centro de la Tierra, podía calcular la circunferencia de la Tierra. Determinó el ángulo midiendo la longitud de la sombra proyectada en Alejandría desde un bastón vertical de longitud conocida. La longitud del arco se encontró multiplicando el número de días de caravana entre Syene y Alejandría por la distancia promedio diaria recorrida. A partir de estas mediciones, Eratóstenes calculó que la circunferencia de la Tierra era de unas 40.000 millas. Mediciones geodésicas precisas posteriores utilizando mejores instrumentos, pero técnicas geométricamente similares a las de Eratóstenes, han demostrado que su valor, aunque ligeramente demasiado grande, es sorprendentemente cercano al aceptado actualmente. (En realidad, como se explicará en el capítulo 19, la Tierra se aproxima a un esferoide achatado que tiene un radio ecuatorial aproximadamente 13,5 millas más largo que el radio polar.) En los siglos XVIII y XIX, el arte de la topografía avanzó más rápidamente. La necesidad de mapas y ubicaciones de las fronteras nacionales hizo que Inglaterra y Francia realizaran estudios extensos que requerían una triangulación precisa; así se inició el levantamiento geodésico. El Servicio Costero de los Estados Unidos (ahora el Servicio Geodésico Nacional del Departamento de Comercio de los Estados Unidos) fue establecido por una ley del Congreso en 1807. Inicialmente su cometido era realizar estudios hidrográficos y preparar cartas náuticas. Posteriormente sus actividades se ampliaron para incluir el establecimiento de hitos de referencia de posiciones precisamente conocidas en todo el país. El aumento del valor de la tierra y la importancia de límites precisos, junto con la demanda de mejoras públicas en las eras de los canales, los ferrocarriles y las autopistas de peaje, llevaron a la topografía a una posición destacada. Más recientemente, el gran volumen de construcción general, las numerosas subdivisiones de terrenos que requieren registros precisos y las demandas planteadas por los campos de la exploración y la ecología han implicado un programa de topografía aumentado. La topografía sigue siendo una señal de progreso en el desarrollo, uso y preservación de los recursos de la Tierra.

Además de satisfacer una serie de necesidades civiles crecientes, la topografía siempre ha desempeñado un papel importante en las actividades de defensa de nuestra nación. La Primera y Segunda Guerra Mundial, los conflictos de Corea y Vietnam, y los conflictos más recientes en Medio Oriente y Europa han creado demandas asombrosas de mediciones y mapas precisos. Estas operaciones militares también proporcionaron el estímulo para mejorar los instrumentos y métodos para satisfacer estas necesidades. La topografía también contribuyó y se benefició del programa espacial, donde se necesitaban nuevos equipos y sistemas para proporcionar un control preciso para la alineación de los misiles y para mapear y cartografiar partes de la Luna y los planetas cercanos. Los avances en equipos topográficos y cartográficos han evolucionado hasta el punto en que los instrumentos tradicionales que se utilizaban hasta aproximadamente los años 1960 o 1970 (el tránsito, el teodolito, el nivel dumpy y la cinta de acero) ahora han sido reemplazados casi por completo por una serie de nuevos instrumentos de alta tecnología. Estos incluyen instrumentos electrónicos de estación total, que pueden usarse para medir y registrar automáticamente distancias horizontales y verticales, y ángulos horizontales y verticales, y sistemas de navegación global por satélite (GNSS), como el sistema de posicionamiento global (GPS), que puede proporcionar información precisa de ubicación para prácticamente cualquier tipo de encuesta. Los instrumentos de escaneo láser combinan mediciones automáticas de distancias y ángulos para calcular densas cuadrículas de puntos coordinados. También se han desarrollado nuevas cámaras aéreas e instrumentos de teledetección que proporcionan imágenes en forma digital, y estas imágenes pueden procesarse para obtener información espacial y mapas utilizando nuevos instrumentos de restitución fotogramétricos digitales (también llamados trazadores de copia electrónica). Las Figuras 1.3, 1.4, 1.5 y 1.6, respectivamente, muestran un instrumento de estación total, un sistema de mapeo móvil en 3D, un instrumento de escaneo láser y un moderno trazador de copia electrónica. El sistema de mapeo móvil 3D de la Figura 1.4 es un sistema integrado que consta de escáneres, receptor GNSS, unidad de medición inercial y una cámara digital hemisférica de alta calidad que puede mapear todos los elementos dentro de un radio de 30 m del vehículo mientras éste viaja por la carretera a distintas velocidades. El sistema puede capturar 1,3 millones de puntos de datos por segundo, proporcionando al usuario final coordenadas georreferenciadas de alta calidad de todos los elementos visibles en las imágenes.

Figura 1.3
LEICA TPS 1100
instrumento de estación total
(Cortesía de Leica Geosystems AG.)

Figura 1.4
El IP-S2 3D
Sistema de mapeo
móvil.
(Cortesía de Topcon
Positioning Systems).

Figura 1.5
LEICA HDS 3000
de exploración láser.
(Cortesía de Christopher
Gibbons, Leica
Geosystems AG.)

Figura 1.6
Ploteador de copia electrónica, de Intergraph Image Station Z. (Desde Elementos de Fotogrametría: Con Aplicaciones in CIS, de Wolf y Dewitt, 2000, cortesía de Intergraph, Inc. y McGraw-Hill Companies.)

■ 1.4 LEVANTAMIENTOS GEODÉSICOS Y PLANOS

Dos clasificaciones generales de levantamientos son geodésicos y planos. Difieren principalmente en los supuestos en los que se basan los cálculos, aunque las mediciones de campo para los estudios geodésicos generalmente se realizan con un mayor orden de precisión que las de los estudios planos. En los estudios geodésicos, la superficie curva de la Tierra se considera realizando los cálculos en un elipsoide (superficie curva que se aproxima al tamaño y la forma de la Tierra; consulte el Capítulo 19). Actualmente se está volviendo común hacer cálculos geodésicos en tres dimensiones. Sistema de coordenadas cartesiano centrado en la Tierra y fijo en la Tierra (ecef). Los cálculos implican resolver ecuaciones derivadas de geometría y cálculo sólidos. Se emplean métodos geodésicos para determinar posiciones relativas de hitos muy espaciados y para calcular longitudes y direcciones de las largas líneas entre ellos. Estos hitos sirven como base para referenciar otros estudios subordinados de menor extensión. En los primeros estudios geodésicos, se emplearon esfuerzos minuciosos para observar con precisión ángulos y distancias. Los ángulos se midieron con teodolitos terrestres de precisión y las distancias con cintas especiales hechas de metal con un bajo coeficiente de expansión térmica. A partir de estas medidas básicas, se calcularon las posiciones relativas de los hitos. Posteriormente se utilizaron instrumentos electrónicos para observar los ángulos y las distancias. Aunque estos últimos tipos de instrumentos todavía se utilizan a veces en estudios geodésicos, el posicionamiento por satélite ha reemplazado casi por completo a otros instrumentos para este tipo de estudios. El posicionamiento por satélite puede proporcionar las posiciones necesarias con mucha mayor precisión, velocidad y economía. Los receptores GNSS permiten ubicar estaciones terrestres con precisión observando distancias a los satélites que operan en posiciones conocidas a lo largo de sus órbitas. Los levantamientos GNSS se utilizan en todas las formas de levantamiento, incluidos los levantamientos geodésicos, hidrográficos, de construcción y de límites. Los principios de funcionamiento del sistema de posicionamiento global se dan en el Capítulo 13, los procedimientos de campo y de oficina utilizados en los levantamientos GNSS estáticos se analizan en el Capítulo 14, y los métodos utilizados en los levantamientos GNSS cinemáticos se analizan en el Capítulo 15. En los levantamientos planos, excepto para la nivelación, se supone que la base de referencia para el trabajo de campo y los cálculos es una superficie horizontal plana. La dirección de una plomada (y por lo tanto de la gravedad) se considera paralela en toda la región del estudio, y se supone que todos los ángulos observados son ángulos planos. Para áreas de tamaño limitado, la superficie de nuestro vasto elipsoide es en realidad casi plana. En una línea de 5 millas de largo, las longitudes del arco del elipsoide y de las cuerdas difieren en sólo alrededor de 0.02 pies. Una superficie plana tangente al elipsoide se separa sólo alrededor de 0.7 pies a 1 milla del punto de tangencia. En un triángulo que tiene un área de 75 millas cuadradas, la diferencia entre la suma de los tres ángulos elipsoidales y los tres ángulos planos es sólo de aproximadamente 1 segundo. Por lo tanto, es evidente que, excepto en estudios que abarquen áreas extensas, la superficie de la Tierra puede aproximarse como un plano, simplificando así los cálculos y las técnicas. En general, en los cálculos topográficos se utilizan álgebra, geometría plana y analítica y trigonometría plana. Incluso para áreas muy grandes, las proyecciones cartográficas, como las descritas en el capítulo 20, permiten utilizar cálculos topográficos planos. Este libro se concentra principalmente en métodos de levantamiento plano, un enfoque que satisface los requisitos de la mayoría de los proyectos.

■ 1.5 IMPORTANCIA DE LA AGRIMENSURA

La agrimensura es una de las artes más antiguas e importantes del mundo porque, como se señaló anteriormente, desde los primeros tiempos ha sido necesario marcar límites y dividir la tierra. La topografía se ha vuelto ahora indispensable para nuestro modo de vida moderno. Los resultados de los estudios de hoy se utilizan para (

1) mapear la Tierra por encima y por debajo del nivel del mar;

(2) preparar cartas de navegación para uso en el aire, en tierra y en el mar;

(3) establecer límites de propiedad de terrenos públicos y privados;

(4) desarrollar bancos de datos sobre uso de la tierra y recursos naturales que ayuden a gestionar nuestro medio ambiente;

(5) determinar datos sobre el tamaño, la forma, la gravedad y los campos magnéticos de la Tierra; y

(6) preparar mapas de nuestra luna y planetas. La topografía sigue desempeñando un papel extremadamente importante en muchas ramas de la ingeniería. Por ejemplo, se requieren estudios para planificar, construir y mantener carreteras, ferrocarriles, sistemas de tránsito rápido, edificios, puentes, campos de tiro de misiles, sitios de lanzamiento, estaciones de seguimiento, túneles, canales, acequias, presas, obras de drenaje, subdivisiones de terrenos urbanos, sistemas de suministro de agua y alcantarillado, tuberías y pozos de minas. Los métodos topográficos se emplean comúnmente para trazar líneas de montaje industriales y $plantillas^3$.Estos métodos también se utilizan para guiar la fabricación de equipos grandes, como aviones y barcos, donde piezas separadas que se han ensamblado en diferentes lugares deben en última instancia conectarse como una unidad. La topografía es importante en muchas tareas relacionadas en agronomía, arqueología, astronomía, silvicultura, geografía, geología, geofísica, arquitectura paisajística, meteorología, paleontología y sismología, pero particularmente en ingeniería militar y civil. Todos los ingenieros deben conocer los límites de precisión posibles en la construcción, el diseño y distribución de plantas y los procesos de fabricación, aunque otra persona pueda realizar el estudio real. En particular, los topógrafos e ingenieros civiles que deben diseñar y planificar estudios deben tener un conocimiento profundo de los métodos e instrumentos utilizados, incluidas sus capacidades y limitaciones. Este conocimiento se obtiene mejor haciendo observaciones con los tipos de equipo utilizados en la práctica para obtener un concepto verdadero de la teoría de los errores y las pequeñas pero reconocibles diferencias que ocurren en las cantidades observadas. Además de enfatizar la necesidad de límites razonables de precisión, la topografía enfatiza el valor de las cifras significativas. Los agrimensores e ingenieros deben saber cuándo trabajar hasta centésimas de pie en lugar de décimas o milésimas, o quizás el pie más cercano, y qué precisión en los datos de campo es necesaria para justificar la realización de cálculos con el número deseado de decimales. Con experiencia, aprenden cómo el equipo y el personal disponibles rigen los procedimientos y resultados. Los bocetos y cálculos prolijos son la marca de una mente ordenada, lo que a su vez es un índice de sólida formación y competencia en ingeniería. Tomar notas de campo en todo tipo de condiciones es una excelente preparación para el tipo de grabación y bocetos que se espera de todos los ingenieros. Realizar cálculos de oficina posteriores basados en las notas subraya su importancia. Se obtiene entrenamiento adicional que tiene un valor de transferencia al organizar los cálculos de manera organizada. Los ingenieros que diseñan edificios, puentes, equipos, etc., tienen suerte si sus estimaciones de las cargas a transportar son correctas dentro del 5%. Entonces suele aplicarse un factor de seguridad de 2 o más. Pero, excepto en algunos trabajos topográficos, en los levantamientos sólo se pueden tolerar errores extremadamente pequeños y no existe ningún factor de seguridad. Por lo tanto, tradicionalmente en la topografía se hace hincapié tanto en la precisión manual como en la computacional.

Vea nota n°1

■ 1.6 TIPOS DE AGRIMESURAS ESPECIALIZADAS

Muchos tipos de agrimesuras son tan especializados que una persona competente en una disciplina particular puede tener poco contacto con las otras áreas. Sin embargo, las personas que buscan carreras en topografía y cartografía deben tener conocimientos de cada fase, ya que todas están estrechamente relacionadas en la práctica moderna. Algunas clasificaciones importantes se describen brevemente aquí. Los estudios de control establecen una red de hitos horizontales y verticales que sirven como marco de referencia para iniciar otros estudios. Muchos estudios de control que se realizan hoy en día utilizan técnicas analizadas en el Capítulo 14 con instrumentos GNSS. Los estudios

topográficos determinan las ubicaciones de las características y elevaciones naturales y artificiales utilizadas en la elaboración de mapas. Los estudios catastrales, de límites y de tierras establecen límites de propiedad y marcadores de esquinas de propiedad. El término catastral ahora se aplica generalmente a los levantamientos de los sistemas de tierras públicas. Hay tres categorías principales: estudios originales para establecer nuevas esquinas de sección en áreas no exploradas que todavía existen en Alaska y varios estados del oeste; estudios de retroceso para recuperar líneas fronterizas previamente establecidas; y estudios de subdivisión para establecer hitos y delimitar nuevas parcelas de propiedad. Los estudios de condominios, que proporcionan un registro legal de propiedad, son un tipo de estudio de límites. Los estudios hidrográficos definen las costas y las profundidades de lagos, arroyos, océanos, embalses y otros cuerpos de agua. Los estudios marítimos están asociados con las industrias portuarias y costeras y con el medio ambiente marino, incluidas las mediciones e investigaciones marinas realizadas por el personal a bordo de los barcos. Los estudios de alineación se realizan para planificar, diseñar y construir carreteras, ferrocarriles, oleoductos y otros proyectos lineales. Normalmente comienzan en un punto de control y avanzan a otro de la manera más directa permitida por las condiciones del campo. Los estudios de construcción proporcionan líneas, niveles, elevaciones de control, posiciones horizontales, dimensiones y configuraciones para las operaciones de construcción. También aseguran datos esenciales para calcular las cantidades de pago de la construcción. Los estudios de construcción documentan las ubicaciones y diseños finales precisos de las obras de ingeniería y registran cualquier cambio de diseño que pueda haberse incorporado a la construcción. Estos son particularmente importantes cuando se construyen instalaciones subterráneas, para que sus ubicaciones se conozcan con precisión para fines de mantenimiento y para que se puedan evitar daños inesperados durante la instalación posterior de otros servicios públicos subterráneos. Los estudios mineros se realizan por encima y por debajo del suelo para guiar la construcción de túneles y otras operaciones asociadas con la minería. Esta clasificación también incluye estudios geofísicos para la exploración de recursos minerales y energéticos. Los estudios solares mapean los límites de las propiedades, las servidumbres solares y las obstrucciones según los ángulos del sol y cumplen con otros requisitos de las juntas de zonificación y las compañías de seguros de títulos. Las herramientas ópticas (también conocidas como topografía industrial o alineación óptica) son un método para realizar mediciones extremadamente precisas para procesos de fabricación donde se requieren pequeñas tolerancias. Excepto en el caso de los estudios de control, la mayoría de los demás tipos descritos se realizan normalmente utilizando procedimientos de levantamiento plano, pero en los demás se pueden emplear métodos geodésicos si un estudio cubre un área extensa o requiere extrema precisión. Los estudios terrestres, aéreos y satelitales son clasificaciones amplias que a veces se utilizan. Los estudios terrestres utilizan mediciones realizadas con equipos terrestres, como niveles automáticos e instrumentos de estación total. Los estudios aéreos se realizan mediante fotogrametría o teledetección. La fotogrametría utiliza cámaras que normalmente se transportan en aviones para obtener imágenes, mientras que la teledetección emplea cámaras y otros tipos de sensores que pueden transportarse en aviones o satélites. Los procedimientos para analizar y reducir los datos de la imagen se describen en el Capítulo 27. Se han utilizado métodos aéreos en todos los tipos especializados de estudios enumerados, excepto en el caso de herramientas ópticas, y en esta área a menudo se utilizan fotografías terrestres (desde tierra). Los estudios satelitales incluyen la determinación de ubicaciones terrestres a partir de mediciones realizadas a satélites utilizando receptores GNSS, o el uso de imágenes satelitales para mapear y monitorear grandes regiones de la Tierra.

■ 1.7 SEGURIDAD EN LAS TOPOGRAFÍAS

Los topógrafos (ingenieros geomáticos) generalmente participan tanto en trabajos de campo como de oficina. El trabajo de campo consiste en hacer observaciones con varios tipos de instrumentos para (a) determinar las ubicaciones relativas de los puntos o (b) colocar estacas de acuerdo con las ubicaciones planificadas para guiar las operaciones de edificación y construcción. El trabajo de oficina implica (1) realizar investigaciones y análisis en la preparación de las topografías, (2) calcular y procesar los datos obtenidos de las mediciones de campo y (3) preparar mapas, planos, cuadros, informes y otros documentos según las necesidades y especificaciones del cliente. En ocasiones el trabajo de campo debe realizarse en ambientes hostiles o peligrosos, por lo que es muy importante ser consciente de la necesidad de practicar precauciones de seguridad. Entre las circunstancias más peligrosas en las que a veces deben trabajar los topógrafos se encuentran los sitios de trabajo que se encuentran en o cerca de carreteras o ferrocarriles, o que cruzan dichas instalaciones. Los lugares de trabajo en zonas de construcción donde se opera maquinaria pesada también son peligrosos, y los peligros a menudo se ven exacerbados por las malas condiciones auditivas debido al ruido excesivo y la mala visibilidad causada por las obstrucciones y el polvo, ambos creados por la actividad de construcción. En estas situaciones, siempre que sea posible, los estudios deben retirarse de las áreas de peligro mediante una planificación cuidadosa y/o el uso de líneas de compensación. Si el trabajo debe realizarse en

estas áreas peligrosas, se deben seguir ciertas precauciones de seguridad. En estas situaciones siempre se deben usar chalecos de seguridad de color amarillo fluorescente, y se pueden colocar materiales de señalización del mismo color en el equipo topográfico para hacerlo más visible. Dependiendo de las circunstancias, se pueden colocar señales antes de las áreas de trabajo para advertir a los conductores de la presencia de un grupo de inspección más adelante, se pueden colocar conos y/o barricadas para desviar el tránsito alrededor de las actividades de inspección y se pueden asignar bandereros para advertir a los conductores o para ralentizarlos o incluso detenerlos, si es necesario. La Administración de Salud y Seguridad Ocupacional (OSHA), del Departamento de Trabajo de $EE.UU.$,[4] ha desarrollado normas y pautas de seguridad que se aplican a las diversas condiciones y situaciones que se pueden encontrar. Además de los peligros descritos anteriormente, dependiendo del lugar de la encuesta y la época del año, también se pueden encontrar otros peligros al realizar mediciones de campo. Estos incluyen problemas relacionados con el clima, como congelación y sobreexposición a los rayos del sol, que pueden causar cáncer de piel, quemaduras solares e insolación. Para ayudar a prevenir estos problemas, se debe beber mucho líquido, se pueden usar sombreros de ala grande y protector solar, y en días extremadamente calurosos, las mediciones deben comenzar al amanecer y terminar al mediodía o temprano en la tarde. No se debe trabajar al aire libre en días extremadamente fríos, pero si es necesario, se debe usar ropa abrigada y no se deben exponer áreas de la piel. Otros peligros que se pueden encontrar durante los estudios de campo incluyen animales salvajes, serpientes venenosas, abejas, arañas, garrapatas de la madera, garrapatas de los ciervos (que pueden transmitir la enfermedad de Lyme), veneno de la hiedra y roble venenoso. Los topógrafos deben conocer los tipos de peligros que se pueden esperar en cualquier área local y estar siempre alerta y atentos a ellos. Para ayudar a prevenir lesiones causadas por estas fuentes, se deben usar botas y ropa protectoras y se pueden usar aerosoles contra insectos. Ciertas herramientas también pueden ser peligrosas como motosierras, hachas y machetes que a veces son necesarios para despejar las líneas de visión. Estos siempre deben manejarse con cuidado. Además, se debe tener cuidado al manipular ciertos instrumentos topográficos, como postes de largo alcance y varillas de nivel, especialmente cuando se trabaja cerca de cables aéreos, para evitar electrocuciones accidentales. Muchos otros peligros, además de los citados anteriormente, se pueden encontrar al realizar estudios de campo. Por lo tanto, es esencial que los topógrafos siempre actúen con precaución en su trabajo y conozcan y sigan las normas de seguridad aceptadas. Además, un botiquín de primeros auxilios siempre debe acompañar a un grupo de inspección en el campo, y debe incluir todos los antisépticos, ungüentos, material para vendajes y otros equipos necesarios para brindar primeros auxilios en accidentes menores. El grupo de medición también debería estar equipado con teléfonos móviles para situaciones más graves, y los números de teléfono para llamar en caso de emergencia deberían estar escritos y ser fácilmente accesibles.

4 La misión de OSHA es salvar vidas, prevenir lesiones y proteger la salud de los trabajadores estadounidenses. Su personal establece normas de protección, las hace cumplir y llega a los empleadores y empleados a través de programas de consulta y asistencia técnica. Para obtener más información sobre OSHA y sus normas de seguridad, consulte su sitio web http://www.osha.gov.

■ 1.8 SISTEMAS DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA Y TERRESTRE

Los sistemas de información terrestre (LIS) y los sistemas de información geográfica (SIG) son áreas de actividad que rápidamente han asumido posiciones de gran importancia en la topografía. Estos sistemas informáticos permiten almacenar, integrar, manipular, analizar y mostrar prácticamente cualquier tipo de información espacialmente relacionada con nuestro entorno. Los LIS y los SIG se utilizan en todos los niveles de gobierno y por empresas, industria privada y servicios públicos para ayudar en la gestión y la toma de decisiones. Se han producido aplicaciones específicas en muchas áreas diversas e incluyen gestión de recursos naturales, ubicación y gestión de instalaciones, modernización de registros territoriales, análisis demográfico y de mercado, respuesta de emergencia y operaciones de flotas, gestión de infraestructura y monitoreo ambiental regional, nacional y global. Los datos almacenados en los LIS y los SIG pueden ser tanto naturales como culturales y derivarse de nuevos estudios o de fuentes existentes, como mapas, cartas, fotografías aéreas y satelitales, datos tabulados y estadísticas, y otros documentos. Sin embargo, en la mayoría de las situaciones, la información necesaria no existe o no es satisfactoria debido a su edad, escala u otras razones. Por tanto, se deben obtener nuevas mediciones, mapas, fotografías u otros datos. Los tipos específicos de información (también llamados temas o capas de información) necesarios para los sistemas de información territorial y geográfica pueden incluir fronteras políticas, propiedad individual, distribución de la población, ubicaciones de recursos naturales, redes

de transporte, servicios públicos, zonificación, hidrografía, tipos de suelo y su uso, tipos de vegetación, humedales y muchos, muchos más. Un ingrediente esencial de toda la información ingresada en las bases de datos LIS y SIG es que esté relacionada espacialmente, es decir, ubicada en un marco de referencia geográfico común. Sólo entonces las diferentes capas de información se pueden relacionar físicamente para que puedan analizarse utilizando computadoras para respaldar la toma de decisiones. Esta geografía de requerimientos posicionales supondrán una gran exigencia para los topógrafos (ingenieros geomáticos) en el futuro, quienes desempeñarán papeles clave en el diseño, implementación y gestión de estos sistemas. En el desarrollo de las bases de datos necesarias participarán topógrafos de prácticamente todas las áreas especializadas descritas en la Sección 1.6. Su trabajo incluirá establecer el marco de control básico requerido: realizar estudios de límites y preparar descripciones legales de propiedad; realizar estudios topográficos e hidrográficos por métodos terrestres, aéreos y satelitales; compilar y digitalizar mapas; y ensamblar una variedad de otros archivos de datos digitales. El último capítulo de este libro. El capítulo 28 está dedicado al tema de la tierra y los sistemas de información geográfica. Este tema parece estar adecuadamente cubierto al final, después de haber discutido cada uno de los otros tipos de encuestas necesarias para respaldar estos sistemas.

■ 1 .9 AGENCIAS FEDERALES DE TOPOGRAFÍA Y CARTOGRAFÍA

Varias agencias del gobierno de los EE. UU. realizan estudios y mapas exhaustivos.

Tres de las principales son:

1. El Servicio Geodésico Nacional (NGS), anteriormente Servicio Geodésico y Costero, se organizó originalmente para cartografiar la costa. Sus actividades han incluido estudios de control para establecer una red de hitos de referencia en todo Estados Unidos que sirvan como puntos para originar estudios locales, preparación de cartas náuticas y aeronáuticas, estudios fotogramétricos, estudios de mareas y corrientes, recopilación de datos magnéticos, estudios gravimétricos y operaciones de topografía de control a nivel mundial. El NGS ahora juega un papel importante en la coordinación y asistencia en actividades relacionadas con la mejora de la red nacional de hitos de control de referencia y con el desarrollo, almacenamiento y difusión de datos utilizados en los LIS y SIG modernos.

2. El Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS), establecido en 1879, tiene como misión mapear nuestra nación y estudiar sus recursos. Proporciona una amplia variedad de mapas, desde mapas topográficos que muestran el relieve geográfico y las características naturales y culturales, hasta mapas temáticos que muestran la geología y los recursos hídricos de los Estados Unidos, hasta mapas especiales de la luna y los planetas. La División de Cartografía Nacional del USGS tiene la responsabilidad de producir mapas topográficos. Actualmente dispone de cerca de 70.000 mapas topográficos diferentes y distribuye aproximadamente 10 millones de copias al año. En los últimos años, el USGS ha participado en un programa integral para desarrollar una base de datos cartográfica digital nacional, que consiste en datos cartográficos en formatos legibles por computadora.

3. La Oficina de Administración de Tierras (BLM), establecida originalmente en 1812 como Oficina General de Tierras, es responsable de administrar las tierras públicas. Estas tierras, que suman aproximadamente 264 millones de acres y comprenden aproximadamente una octava parte del territorio de Estados Unidos, existen principalmente en los estados del oeste y Alaska. El BLM es responsable de inspeccionar la tierra y gestionar sus recursos naturales, que incluyen minerales, madera, peces y vida silvestre, sitios históricos y otras áreas de patrimonio natural. Se han completado los estudios de la mayoría de las tierras públicas en los Estados Unidos contiguos, pero queda mucho trabajo por hacer en Alaska. Además de estas tres agencias federales, hay unidades del Cuerpo de Ingenieros del Ejército EE.UU. que han realizado amplios estudios con fines militares y de emergencia. Algunos de estos estudios proporcionan datos para proyectos de ingeniería, como los relacionados con el control de inundaciones. Casi otras 40 agencias federales, entre ellas el Servicio Forestal, el Servicio de Parques Nacionales, la Comisión Internacional de Límites, la Oficina de Recuperación y la Autoridad del Valle de Tennessee, también han llevado a cabo estudios de gran alcance con fines especiales. La Comisión Topográfica del Río Mississippi y de Lagos de EE. UU. y el Departamento de Transporte. Todos los estados tienen una sección de topografía y cartografía con el fin de generar información topográfica sobre la cual se planifican y diseñan las carreteras. Asimismo, muchos condados y ciudades también cuentan con programas de topografía, al igual que diversos servicios públicos.

■ 1.10 LA PROFESIÓN DEL TOPÓGRAFO

Las calificaciones personales de los topógrafos son tan importantes como su capacidad técnica para tratar con el público. Deben ser pacientes y discretos con los clientes y sus vecinos, a veces hostiles. Pocas personas son conscientes de la minuciosa investigación de registros antiguos que se requiere antes de comenzar el trabajo de campo. Puede ser necesario un esfuerzo diligente y que requiere mucho tiempo para localizar a los interesados en zonas cercanas con fines de verificación, así como para encontrar rincones para la propiedad en cuestión. La topografía de tierras o límites se clasifica como una profesión aprendida porque el profesional moderno necesita una amplia formación técnica y experiencia, y debe ejercer una cantidad considerable de juicio independiente. Los topógrafos profesionales registrados (con licencia) deben tener un conocimiento profundo de matemáticas (particularmente geometría, trigonometría y cálculo); competencia con ordenadores; una sólida comprensión de la teoría, los instrumentos y los métodos topográficos en las áreas de geodesia, fotogrametría, teledetección y cartografía; cierta competencia en economía (incluida la gestión de oficinas), geografía, geología, astronomía y dendrología; y familiaridad con las leyes relativas a la tierra y los límites. Deben tener conocimientos tanto de operaciones de campo como de cálculos de oficina. Sobre todo, se rigen por un código de ética profesional y se espera que cobren honorarios de nivel profesional por su trabajo. El permiso para traspasar propiedad privada o para cortar ramas de árboles y arbustos que obstruyan se debe obtener mediante un enfoque adecuado. Dichos privilegios no se otorgan mediante una licencia de agrimensor ni por un empleo en un departamento de carreteras estatal u otra agencia (pero se puede obtener una orden judicial si un propietario se opone a los estudios necesarios). Los 50 estados, Guam y Puerto Rico tienen leyes de registro para topógrafos e ingenieros profesionales (al igual que las provincias de Canadá). En general, se requiere una licencia de agrimensor para realizar estudios de propiedad, pero no para trabajos de construcción, topográficos o de ruta, a menos que se establezcan límites.

Para calificar para registrarse como agrimensor profesional (PLS) o ingeniero profesional (PE), es necesario tener un título universitario apropiado, aunque algunos estados permiten experiencia relevante en lugar de educación formal. Además, los candidatos deben adquirir dos o más años de experiencia práctica con tutoría y también deben aprobar un examen escrito integral de dos días. En la mayoría de los estados, ahora se utilizan exámenes nacionales comunes que cubren los fundamentos, principios y la práctica de la agrimensura. Sin embargo, normalmente dos horas del examen de principios y práctica se dedican a las costumbres y aspectos legales locales. Como resultado, la transferencia del registro de un estado a otro se ha vuelto más fácil. Algunos estados también exigen unidades de educación continua (CEU) para la renovación del registro, y muchos más están considerando legislación que agregaría este requisito. Las leyes estatales típicas requieren que un agrimensor autorizado firme todos los planos, asuma la responsabilidad de cualquier reclamo de responsabilidad y participe activamente en el trabajo de campo.

■ 1.11 ORGANIZACIONES PROFESIONALES DE TOPOGRAFÍA

Hay muchas organizaciones profesionales en los Estados Unidos y en todo el mundo que sirven a los intereses de la topografía y la cartografía. Generalmente, los objetivos de estas organizaciones son el avance del conocimiento en el campo, el fomento de la comunicación entre los topógrafos y la mejora de los estándares y la ética en la práctica de la topografía. El Congreso Americano de Topografía y Cartografía (ACSM) es la organización topográfica profesional más importante de los Estados Unidos. Fundada en 1941, ACSM patrocina periódicamente reuniones técnicas en varios lugares del país. Estas reuniones reúnen a un gran número de topógrafos para la presentación de trabajos, la discusión de nuevas ideas y problemas y la exhibición de lo último en equipos topográficos. ACSM publica una revista trimestral. Surveying and Land Information Science, y también publica periódicamente su boletín. El boletín ACSM. Como se señaló en la sección anterior, todos los estados exigen que las personas que realizan estudios de límites tengan una licencia. La mayoría de los estados también tienen sociedades u organizaciones de topógrafos profesionales con membresía completa abierta sólo a topógrafos autorizados. Estas sociedades estatales generalmente están afiliadas a ACSM y ofrecen beneficios similares a los de ACSM, excepto que se concentran en asuntos de interés estatal y local. La Sociedad Estadounidense de Fotogrametría y Teledetección (ASPRS) es una organización hermana del ACSM. Al igual que ACSM, esta organización también se dedica al avance de los campos de la medición y la cartografía, aunque sus principales intereses se dirigen al uso de imágenes aéreas y satelitales para lograr estos objetivos. ASPRS ha sido copatrocinador de muchas reuniones técnicas con ACSM, y su revista mensual Photogrametric Engineering and Remote Sensing presenta regularmente artículos sobre topografía y cartografía. La

División de Geomática de la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE) también se dedica a asuntos profesionales relacionados con la topografía y publica trimestralmente el Journal of Surveying Engineering. La Sociedad de Educadores de Topografía y Geomática (SAGES) organiza conferencias pedagógicas sobre la enseñanza de topografía/geomática en instituciones de educación superior.

Otra organización en los Estados Unidos, la Asociación de Sistemas de Información Urbana y Regional (URISA), también apoya la profesión de topografía y cartografía. Esta organización utiliza la tecnología de la información para resolver problemas de planificación, obras públicas, medio ambiente, servicios de emergencia y servicios públicos. Su Revista URISA se publica trimestralmente. El Instituto Canadiense de Geomática (CIG) es la organización profesional más importante de Canadá relacionada con la topografía. Sus objetivos son paralelos a los del ACSM. Esta organización, anteriormente Instituto Canadiense de Topografía y Cartografía (CISM), difunde información a sus miembros a través de su CIG Journal. La Federación Internacional de Agrimensores (FIG), fundada en 1878, fomenta el intercambio de ideas e información entre topógrafos de todo el mundo. El acrónimo FIG proviene de su nombre francés. Fédération Internationale des Geometres. Los miembros de la FIG están formados por organizaciones topográficas profesionales de muchos países de todo el mundo. ACSM ha sido miembro desde 1959. La FIG está organizada en nueve comisiones técnicas, cada una de las cuales se ocupa de un área especializada de topografía. La organización patrocina conferencias internacionales, generalmente a intervalos de cuatro años, y sus comisiones también celebran simposios periódicos donde los delegados se reúnen para presentar trabajos sobre temas de interés internacional.

■ 1.12 TOPOGRAFÍA EN INTERNET

La explosión de información disponible en Internet ha tenido un impacto significativo en el campo de la topografía (geomática). Internet permite la transferencia electrónica instantánea de documentos a cualquier lugar donde esté disponible el equipo informático necesario. Lleva los recursos directamente a la oficina o al hogar, donde antes era necesario desplazarse para obtener la información o esperar su traslado por correo. En Internet se encuentran disponibles software, materiales educativos, documentos técnicos, estándares y mucha más información útil. Como ejemplo de cómo los topógrafos pueden aprovechar Internet, los datos de una estación de referencia en funcionamiento continuo (CORS) se pueden descargar del sitio web de NGS para utilizarlos en un levantamiento GNSS (consulte la Sección 14.3.5). Muchas agencias e instituciones mantienen sitios web que proporcionan datos de forma gratuita en Internet. Además, algunas instituciones educativas ahora colocan cursos con créditos y sin créditos en Internet para que la educación a distancia pueda lograrse más fácilmente. Con un navegador web, es posible investigar casi cualquier tema desde una ubicación conveniente, y se pueden identificar nombres, direcciones y números de teléfono de proveedores de bienes o servicios en un área específica. A modo de ejemplo, si se deseara encontrar empresas que ofrezcan servicios cartográficos en una determinada región, se podría utilizar un motor de búsqueda web para localizar páginas web que mencionen este servicio. Una búsqueda de este tipo puede dar como resultado más de un millón de páginas si se utiliza un término muy general como “servicios de mapas”, pero el uso de términos más específicos puede limitar la búsqueda. Lamentablemente, las direcciones de páginas concretas y de sitios completos, proporcionadas por sus localizadores universales de recursos (URL), tienden a cambiar con el tiempo. Sin embargo, a riesgo de publicar URL que tal vez ya no sean correctas, en la Tabla 1.1 se presenta una breve lista de sitios web importantes relacionados con topografía.

Cuadro 1.1 **Direcciones del Localizador Universal de Recursos para Algunos Sitios Relacionados con la Topografía**

Localizador Universal de Recursos	Propietario del Sitio
http://www.ngs.noaa.gov	National Geodetic Survey
http://www.usgs.gov	U.S. Geological Survey
http://www.blm.gov	Bureau of Land Management
http://www.navcen.uscg.mil	U.S. Coast Guard Navigation Center
http://www.usno.navy.mil	U.S. Naval Observatory
http://www.acsm.net	American Congress on Surveying and Mapping
http://www.asprs.org	American Society for Photogrammetry and Remote Sensing
http://www.asce.org	American Society of Civil Engineers
http://www.pearsonhighered.com/ghilani	Companion website for this book

■ 1.13 DESAFÍOS FUTUROS EN LA TOPOGRAFÍA

La topografía se encuentra actualmente en medio de una revolución en la forma en que se miden, registran, procesan, almacenan, recuperan y comparten los datos. Esto se debe en gran parte a los avances en las computadoras y las tecnologías relacionadas con la informática. Paralelamente a los avances tecnológicos, la sociedad continúa exigiendo más datos que nunca, con estándares de precisión cada vez más altos. En consecuencia, dentro de unos años las exigencias a los ingenieros topógrafos (ingenieros geomáticos) probablemente serán muy diferentes de las que son ahora. En el futuro, el Sistema Nacional de Referencia Espacial, una red de puntos de control horizontales y verticales, debe mantenerse y complementarse para cumplir con los requisitos de encuestas de orden cada vez más alto. Para una mejor planificación se necesitan nuevos mapas topográficos a mayor escala, así como productos cartográficos digitales. Los mapas existentes de nuestras áreas urbanas en rápida expansión necesitan revisión y actualización para reflejar los cambios, y se necesitan más y mejores productos cartográficos de las partes más antiguas de nuestras ciudades para apoyar los programas de renovación urbana y el mantenimiento y modernización de la infraestructura. Se necesitarán grandes cantidades de datos para planificar y diseñar nuevos sistemas de tránsito rápido para conectar nuestras principales ciudades, y los topógrafos enfrentarán nuevos desafíos para cumplir con los estándares precisos requeridos para replantear alineaciones y pendientes para estos sistemas. En el futuro, la evaluación de los impactos ambientales de los proyectos de construcción propuestos requerirá más y mejores mapas y otros datos. Se deben diseñar, desarrollar y mantener SIG y LIS que contengan una variedad de datos relacionados con la tierra, como propiedad, ubicación, superficie, tipos de suelo, usos de la tierra y recursos naturales. Los estudios catastrales de las tierras públicas aún no objeto de estudio son esenciales. Los hitos establecidos hace años por los topógrafos originales deben recuperarse y volver a documentarse para preservar los límites de la propiedad. Topografías apropiadas se necesitarán con precisiones muy exigentes para posicionar las plataformas de perforación a medida que las exploraciones minerales y petroleras avancen más en alta mar. Otros desafíos futuros incluyen realizar estudios precisos de deformación para monitorear estructuras existentes como presas, puentes y rascacielos para detectar movimientos imperceptibles que podrían ser precursores de catástrofes causadas por su falla. Se necesitarán mediciones y mapas oportunos de los efectos de desastres naturales como terremotos, inundaciones y huracanes para poder planificar e implementar esfuerzos eficaces de socorro y asistencia. En el programa espacial continuará el deseo de disponer de mapas de planetas vecinos. Y debemos aumentar nuestras actividades para medir y monitorear los cambios globales naturales y causados por el hombre (crecimiento y retroceso de los glaciares, actividad volcánica, deforestación a gran escala, etc.) que potencialmente pueden afectar nuestra tierra, agua, atmósfera, el suministro de energía e incluso nuestro clima. Estas y otras oportunidades ofrecen carreras profesionalmente gratificantes en interiores o exteriores (o ambas) para numerosas personas con la formación adecuada en las diversas ramas de la topografía.

PROBLEMAS

NOTA: Las respuestas a algunos de estos problemas, y algunas de ellas en capítulos posteriores, se pueden obtener consultando bibliografías, capítulos posteriores, sitios web o encuestadores profesionales.

1.1 Desarrolla tu definición personal para la práctica de la agrimensura.

12 Explique la diferencia entre levantamientos geodésicos y planos.

13 Describa algunas aplicaciones topográficas en: (a) Arqueología (b) Minería (c) Agricultura

1.4 Enumere 10 usos de la topografía distintos de la topografía de propiedades y construcciones.

1.5 ¿Por qué es importante realizar estudios precisos de los servicios públicos subterráneos?

1.6 Discutir los usos de los levantamientos topográficos.

1.7 ¿Qué son los levantamientos hidrográficos y por qué son importantes?

1.8 Nombra y describe brevemente tres instrumentos topográficos diferentes utilizados por los primeros ingenieros romanos.

1.9 Explique brevemente el procedimiento utilizado por Eratóstenes para determinar la circunferencia de la Tierra.

1.10 Describa los pasos que un agrimensor necesitaría seguir al realizar un estudio de límites.

1.11 ¿Las leyes de su estado especifican la precisión requerida para los estudios realizados para trazar una subdivisión? En caso afirmativo, ¿qué límites se establecen?

1.12 ¿Qué organizaciones en su estado proporcionarán mapas y datos de referencia a topógrafos e ingenieros?

1.13 Enumere los requisitos legales para registrarse como agrimensor en su estado.

1.14 Describa brevemente el sistema europeo Galileo y analice sus similitudes y diferencias con el GPS.

1.15 Enumere al menos cinco usos del GPS no relacionados con la topografía.

1.16 Explique cómo las fotografías aéreas y las imágenes satelitales pueden ser valiosas en la topografía.

1.17 Buscar en Internet y definir una estación VLB I. Discuta por qué estas estaciones son importantes para la comunidad topográfica.

1.18 Describa cómo se puede utilizar un SIG en la planificación de emergencias por inundaciones.

1.19 Visite uno de los sitios web de encuestas enumerados en la Tabla 1.1. y redactar un breve resumen de su contenido. Explique brevemente el valor de la información disponible a los topógrafos.

1.20 Lea uno de los artículos citados en la bibliografía de este capítulo, u otro de su elección, que describa una aplicación donde se utilizó GPS. Escribe un breve resumen del artículo. 1.21 Igual que el Problema 1.20, excepto que el artículo debe tratar sobre seguridad en relación con la topografía.

BIBLIOGRAFÍA

Binge, M. L. 2009. "Surveying GIS Using GIS as a Business Tool." *Point of Beginning* 34 (No. 12): 34.

Buhler, D. A. 2006. "Cadastral Survey Activities in the United States." *Surveying and Land Information Science* 66 (No. 2): 115.

Dahn, R. E. and R. Lumos. 2006. "National Society of Professional Surveyors." *Surveying and Land Information Science* 66 (No. 2): 111.

Grahls, C. L. 2009. "Risky Exposure." *Point of Beginning* 34 (No. 10): 22.

Greenfeld, J. 2006. "The Geographic and Land Information Society and GIS/LIS Activities in the United States." *Surveying and Land Information Science* 66 (No. 2): 119.

Harris, C. 2007. "Whole New Ball Game." *Professional Surveyor* 27 (No. 2): 26.

Hohner, L. N. 2007. "Positioning Your Future." *Point of Beginning* 32 (No. 4): 18.

Jeffress, G. 2006. "Two Perspectives of GIS/LIS Education in the United States." *Surveying and Land Information Science* 66 (No. 2): 123.

Koon, R. 2009. "Safety Sense." *Point of Beginning* 35 (No. 1): 45.

———. 2009. "Safety Sense: Field Vehicle Safety." *Point of Beginning* 34 (No. 9): 37.

———. 2007. "Safety Sense: Stepping Out Safely." *Point of Beginning* 32 (No. 11): 52.

Lathrop, W. and D. Martin. 2006. "The American Association for Geodetic Surveying: Its Continuing Role in Shaping the Profession." *Surveying and Land Information Science* 66 (No. 2): 97.

Schultz, R. 2006. "Education in Surveying: Fundamentals of Surveying Exam." *Professional Surveyor* 26 (No. 3): 38.

Taland, D. 2009. "A Golden Image." *Point of Beginning* 35 (No. 2): 14.

Wagner, M. J. 2009. "Scanning the Horizon." Point of Beginning 35 (No. 2): 24.

PARTE 1 • UNIDADES Y CIFRAS SIGNIFICATIVAS

■ 2.1 INTRODUCCIÓN

Cinco tipos de observaciones ilustradas en la Figura 2.1 forman la base del levantamiento plano tradicional: (1) ángulos horizontales, (2) distancias horizontales, (3) ángulos verticales (o cenit), (4) distancias verticales y (5) distancias inclinadas. En la figura, OAB y ECD son planos horizontales y OACE y ABDC son planos verticales. Luego, como se ilustra, los ángulos horizontales, como el ángulo AOB, y las distancias horizontales, OA y OB, se miden en planos horizontales; los ángulos verticales, como el AOC, se miden en planos verticales; los ángulos cenital, como el EOC, también se miden en planos verticales; las líneas verticales, como AC y BD, se miden verticalmente (en la dirección de la gravedad); y las distancias de pendiente, como OC, se determinan a lo largo de planos inclinados. Al utilizar combinaciones de estas observaciones básicas, es posible calcular posiciones relativas entre cualquier punto. El equipo y los procedimientos para realizar cada uno de estos tipos básicos de observaciones se describen en capítulos posteriores de este libro.

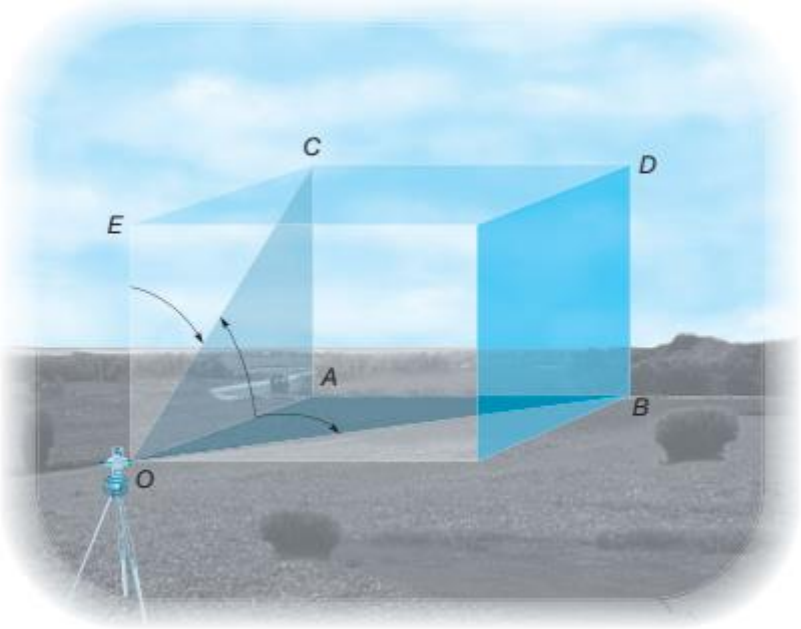


Figura 2.1
Tipos de mediciones en topografía

■ 2.2 UNIDADES DE MEDIDA

Las magnitudes de las mediciones (o de los valores derivados de las observaciones) deben expresarse en términos de unidades específicas. En topografía, las unidades más comúnmente empleadas son longitud, área, volumen y ángulo. Se utilizan dos sistemas diferentes para especificar unidades de cantidades observadas: el sistema inglés y el métrico. Debido a su adopción generalizada, el sistema métrico se denomina Sistema Internacional de Unidades y se abrevia SI.

La unidad básica empleada para medir la longitud en el sistema inglés es el pie, mientras que en el sistema métrico se utiliza el metro. En el pasado se han utilizado dos definiciones diferentes para relacionar el pie y el metro. Aunque difieren ligeramente, su distinción debe quedar clara en la medición. En 1893, Estados Unidos adoptó oficialmente un estándar en el que 39,37 pulgadas equivalía exactamente a 1 m. Según esta norma, el pie equivalía aproximadamente a 0,3048006 m. En 1959, se adoptó oficialmente un nuevo estándar en el que la pulgada equivalía exactamente a 2,54 cm. Según este estándar, 1 pie equivale exactamente a 0,3048 m. Esta unidad actual, conocida como pie internacional, difiere de la anterior en aproximadamente 1 parte en 500.000, o aproximadamente 1 pie por 100 millas. Por lo tanto, esta pequeña diferencia es importante para levantamientos muy precisos realizados a largas distancias y para conversiones de elevaciones elevadas o valores de coordenadas grandes, como los utilizados en los sistemas de coordenadas del plano estatal, como se analiza en el Capítulo 20. Debido a la gran cantidad de muchos estudios realizados antes de 1959, habría sido extremadamente difícil y confuso cambiar todos los documentos y mapas relacionados que ya existían. Por lo tanto, todavía se utiliza el antiguo estándar, ahora llamado pie topográfico estadounidense. Los estados individuales tienen la opción de adoptar oficialmente cualquiera de las normas. El Servicio Geodésico Nacional utiliza el metro en sus mediciones de distancia; por lo tanto, no es necesario especificar la unidad de pie. Sin embargo, quienes realizan conversiones de unidades métricas deben conocer el estándar adoptado para su estado y utilizar el factor de conversión apropiado. Debido a que el sistema inglés ha sido durante mucho tiempo el estándar adoptado oficialmente para las mediciones en los Estados Unidos, excepto para los estudios geodésicos, los topógrafos utilizan con mayor frecuencia las unidades lineales de pies y los decimales de un pie. En construcción, a menudo se utilizan pies y pulgadas. Debido a que los topógrafos realizan todo tipo de estudios, incluidos los geodésicos, y también proporcionan mediciones para desarrollar planos de construcción y guiar las operaciones de construcción, deben comprender los diversos sistemas de unidades y ser capaces de realizar conversiones entre ellos.

Siempre se debe tener precaución para garantizar que las observaciones se registren en sus unidades adecuadas y que las conversiones se realicen correctamente. Un resumen de las unidades de longitud utilizadas en mediciones pasadas y presentes en los Estados Unidos incluye lo siguiente:

1 pie = 12 pulgadas

1 yarda = 3 pies

1 pulgada = 2,54 centímetros (base del pie internacional)

1 metro = 39,37 pulgadas (base del pie topográfico)

1 vara = 1 pértiga = 1 percha = 16,5 pies

1 vara = aproximadamente 33 pulgadas (antigua unidad española que se encuentra a menudo en el suroeste de los Estados Unidos)

1 cadena de Gunter (ch) = 66 pies = 100 eslabones (lk) = 4 varas

1 milla = 5280 pies = 80 cadenas de Gunter

1 milla náutica = 6076,10 pies (longitud nominal de un minuto de latitud o de longitud en el ecuador)

1 braza = 6 pies.

En el sistema inglés, las áreas se expresan en pies cuadrados o yardas cuadradas. La unidad más común para áreas grandes es el acre. Diez cadenas cuadradas (de Gunter) equivalen a 1 acre. Así, un acre contiene 43.560 pies^2, que es el producto de 10 y 66^2. El arpent (equivale aproximadamente a 0,85 acre, pero varía algo en diferentes estados) se utilizó en las concesiones de tierras de la corona francesa. Cuando se emplea como término lineal, se refiere a la longitud de un lado de 1 arpiente cuadrado. Los volúmenes en el sistema inglés se pueden dar en pies cúbicos o yardas cúbicas. Para volúmenes muy grandes, por ejemplo la cantidad de agua en un depósito, se utiliza la unidad acre-pie. Equivale al área de un acre que tiene una profundidad de 1 pie y, por lo tanto, es 43,560 pies^3. La unidad de ángulo utilizada en topografía es el grado, definido como 1/360 de un círculo. Un grado (1°) equivale a 60 min y 1 min equivale a 60 seg. Las divisiones de segundos se dan en décimas, centésimas y milésimas. También se utilizan otros métodos para subdividir un círculo, por ejemplo, 400 grados (con 100 centesimales min/grad y 100 centesimales seg/min. Otro

término, gons, ahora se usa indistintamente con grads. Los servicios militares usan mils para subdividir un círculo en 6400 unidades. Un radian es el ángulo subtendido por un arco de círculo que tiene una longitud igual al radio del círculo. Por lo tanto, 2π rad = 360°, 1 rad ≈ 57°17'44,8" ≈ 57,2958° y 0,01745 rad ≈ 1°.

■ 2.3 SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI)

Como se señaló anteriormente, el metro es la unidad básica de longitud en el sistema métrico o SI. Las subdivisiones del metro (m) son el milímetro (mm), el centímetro (cm) y el decímetro (dm), iguales a 0,001, 0,01 y 0,1 m, respectivamente. Un kilómetro (km) equivale a 1000 m, que son aproximadamente cinco octavos de milla. Las áreas en el sistema métrico se especifican utilizando el metro cuadrado (m^2). Las superficies grandes, por ejemplo, extensiones de tierra, se expresan en hectáreas (ha), donde una hectárea equivale a un cuadrado de 100 m de lado. Así, hay 10.000 m^2, o sea unos 2,471 acres por hectárea. El metro cúbico (m^3) se utiliza para volúmenes en el sistema SI. Los grados, minutos y segundos, o radianes, son unidades aceptadas en el SI para los ángulos. El sistema métrico se desarrolló originalmente en la década de 1790 en Francia. Aunque en aquella época se sugirieron otras definiciones, la Academia Francesa de Ciencias optó por definir el metro como 1/10.000.000 de la longitud del meridiano de la Tierra que pasa por París desde el ecuador hasta el polo. La longitud real que se adoptó para el metro se basó en las observaciones que se habían realizado hasta ese momento para determinar el tamaño y la forma de la Tierra. Aunque mediciones posteriores revelaron que el valor adoptado inicialmente estaba aproximadamente 0,2 mm por debajo de su definición prevista relacionada con el cuadrante meridional, la longitud originalmente adoptada se convirtió en el estándar. Poco después de que el sistema métrico fuera introducido al mundo, Thomas Jefferson, entonces secretario de Estado, recomendó que Estados Unidos lo adoptara, ¡pero la propuesta perdió por un voto en el Congreso! Cuando finalmente se legalizó el uso del sistema métrico (pero no se adoptó oficialmente) en los Estados Unidos en 1866, un metro se definió como el intervalo bajo ciertas condiciones físicas entre líneas en un prototipo de barra internacional hecha de 90% de platino y 10 por ciento de iridio, y se acepta como igual a exactamente 39,37 pulgadas. Se mantuvo una copia de esta barra en Washington, D.C. y se comparó periódicamente con la norma internacional mantenida en París. En 1960, en la Conferencia General de Pesas y Medidas (CGPM). Estados Unidos y otras 35 naciones acordaron redefinir el metro como la longitud de 1.650.763,73 ondas de luz naranja-roja producidas al quemar el elemento criptón (Kr-86). Esa definición permitió a las industrias realizar mediciones más precisas y verificar sus propios instrumentos sin recurrir a la barra estándar de Washington. La longitud de onda de esta luz es una verdadera constante, mientras que existe el riesgo de inestabilidad en la barra metálica del medidor. La CGPM se reunió nuevamente en 1983 y estableció la definición actual de metro como la longitud del camino recorrido por la luz en el vacío durante un intervalo de tiempo de 1/299.792.458 s. Obviamente, con esta definición, la velocidad de la luz en el vacío es exactamente 299.792.458 m/seg. La ventaja de este último estándar es que el medidor está definido con mayor precisión, ya que es, en términos de tiempo, la más precisa de nuestras mediciones básicas.

Durante las décadas de 1960 y 1970, se hicieron esfuerzos significativos para promover la adopción del SI como sistema legal para pesos y medidas en los Estados Unidos. Sin embargo, los costos y las frustraciones asociados con el cambio generaron una resistencia sustancial y los esfuerzos se estancaron temporalmente. Reconociendo la importancia para Estados Unidos de utilizar el sistema métrico para competir en la economía global en rápido desarrollo, en 1988 el Congreso promulgó la Ley Ómnibus de Comercio y Competitividad. Designó el sistema métrico como el sistema preferido de pesos y medidas para el comercio y el comercio de Estados Unidos. La Ley, junto con una Orden Ejecutiva posterior emitida en 1991, requirió que todas las agencias federales desarrollaran planes definidos de conversión métrica y utilizaran estándares SI en sus adquisiciones, subvenciones y otras actividades relacionadas con los negocios en la medida en que fuera económicamente viable. Como ejemplo de la respuesta de una agencia, la Administración Federal de Carreteras adoptó un plan que exige (1) el uso de unidades métricas en todas las publicaciones y correspondencia después del 30 de septiembre de 1992 y (2) el uso de unidades métricas en todos los planos y contratos para carreteras federales después del 30 de septiembre de 1996. A pesar de la Ley y la Orden Ejecutiva no obligaban a los estados, condados, ciudades o industrias a realizar la conversión al sistema métrico, se proporcionaron fuertes incentivos; por ejemplo, si no se cumplían las directivas de SI, se podían retener ciertos fondos federales de contrapartida. A la luz de estos acontecimientos, parecía que el sistema métrico pronto se convertiría en el sistema oficial para su uso en los Estados Unidos. Sin embargo, nuevamente se encontró mucha resistencia, no sólo de individuos sino también de agencias de algunos gobiernos estatales, de condados y de pueblos y ciudades, así como de ciertas empresas. Como resultado, el SI todavía no ha sido adoptado oficialmente en los Estados Unidos. Además de la ventaja obvia de poder competir mejor en la economía global, otra ventaja significativa que se obtendría al adoptar el estándar SI sería la eliminación de la confusión que existe al realizar conversiones entre el sistema inglés y el SI. El accidente del Mars Orbiter en 1999 subraya los costos y frustraciones asociados con esta confusión. Se suponía que este satélite de 125 millones de dólares vigilaría la atmósfera marciana, pero en lugar de eso se estrelló contra el

planeta porque su contratista utilizó unidades inglesas mientras el Laboratorio de Propulsión a Chorro de la NASA le proporcionaba datos en el sistema métrico. Por estas razones y otras, como la simplicidad decimal del sistema métrico, los topógrafos que actualmente están sobrecargados con conversiones de unidades y cálculos incómodos que involucran unidades de yardas, pies y pulgadas deberían acoger con agrado la adopción oficial del SI. Sin embargo, dado que esta adopción aún no ha ocurrido, este libro utiliza unidades inglesas y SI en discusiones y problemas de ejemplo.

■ 2.4 CIFRAS SIGNIFICATIVAS

Al registrar observaciones, una indicación de la precisión lograda es el número de dígitos (cifras significativas) registrados. Por definición, el número de cifras significativas en cualquier valor observado incluye los (ciertos) dígitos positivos más un (sólo uno) dígito que se estima o redondea y, por lo tanto, es cuestionable. Por ejemplo, se dice que una distancia medida con una cinta cuya graduación más pequeña es 0,01 pies y registrada como 73,52 pies tiene cuatro cifras significativas; en este caso los tres primeros dígitos son seguros y el último está redondeado y, por lo tanto, es cuestionable pero sigue siendo significativo. Para ser coherente con la teoría de los errores analizada en el capítulo 3, es esencial que los datos se registren con el número correcto de cifras significativas. Si se pierde una cifra significativa al registrar un valor, se ha desperdiciado el tiempo empleado en adquirir cierta precisión. Por otro lado, si los datos se registran con más cifras de las que son significativas, implicará una precisión falsa. A menudo se confunde el número de cifras significativas con el número de decimales. Es posible que sea necesario utilizar decimales para mantener el número correcto de cifras significativas, pero en sí mismas no indican cifras significativas. A continuación se muestran algunos ejemplos:

Dos cifras significativas: 24; 2,4; 0,24; 0,0024; 0,020
Tres cifras significativas: 364; 36,4; 0,000364; 0,0240
Cuatro cifras significativas: 7621; 76,21; 0,0007621; 24,00.

Los ceros al final de un valor entero pueden causar dificultades porque pueden ser significativos o no. En un valor expresado como 2400, por ejemplo, no se sabe cuántas cifras son significativas; puede haber dos, tres o cuatro, y por lo tanto, se deben seguir reglas definidas para eliminar la ambigüedad. El método preferido para eliminar esta incertidumbre es expresar el valor en términos de potencias de 10. Las cifras significativas de la medición se escriben luego en notación científica como un número entre 1 y 10 con el número correcto de ceros y potencias de 10. Como ejemplo, 2400 se convierte en $2{,}400 \times 10^3$ si ambos ceros son significativos, $2{,}40 \times 10^3$ si uno lo es y $2{,}4 \times 10^3$ si sólo hay dos cifras significativas. Alternativamente, se puede colocar una barra sobre la última cifra significativa, como 2400, $24\bar{0}0$ y $2\bar{4}00$ para 4, 3 y 2 cifras significativas, respectivamente. Cuando se utilizan valores observados en los procesos matemáticos de suma, resta, multiplicación y división, es imperativo que el número de cifras significativas dadas en las respuestas sea consistente con el número de cifras significativas de los datos utilizados. Los siguientes tres pasos lograrán esto para la suma o resta:

(1) identificar la columna que contiene el dígito significativo más a la derecha en cada número que se suma o resta,

(2) realizar la suma o resta y

(3) redondear la respuesta para que su dígito significativo más a la derecha aparezca en la columna más a la izquierda identificada en el paso (1). Dos ejemplos ilustran el procedimiento.

(a)

$$\begin{array}{r} 46{,}7418 \\ +\ \ 1{,}03 \\ +375{,}0 \\ \hline 422{,}7718 \end{array}$$

(respuesta 422,8)

(b)

$$\begin{array}{r} 378, \\ -2{,}1 \\ \hline 375{,}9 \end{array}$$

(respuesta 376,)

En (a), los dígitos 8; 3 y 0 son los significativos más a la derecha en los números 46,7418; 1,03 y 375,0; respectivamente. De estos, el 0 en 375,0 está más a la izquierda con respecto al decimal. Por lo tanto, la respuesta 422,7718 obtenida al sumar los números se redondea a 422,8, y su dígito significativo más a la derecha aparece en la misma columna que el 0 en 375,0. En (b), los dígitos 8 y 1 están más a la derecha, y de estos, el 8 está más a la izquierda. Por tanto, la respuesta 375,9 se redondea a 376. En la multiplicación, el número de cifras significativas de la respuesta es igual al menor número de cifras significativas de cualquiera de los factores. Por ejemplo, 362,56 X 2,13 = 772,2528 cuando se multiplica, pero la respuesta correcta es 772. Sus tres cifras significativas se rigen por los tres dígitos significativos de 2,13. De la misma manera, en la división el cociente debe redondearse para que contenga sólo tantas cifras significativas como el menor número de cifras significativas en el divisor o en el dividendo. Estas reglas para cifras significativas en los cálculos surgen de la teoría de la propagación de errores, que se analiza con más detalle en la

sección 3.17. En el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered. com/ghilani son videos instructivos que se pueden descargar. El icono en el margen indica la disponibilidad de dichos vídeos. El vídeo cifras significativas.mp4 analiza las reglas aplicadas a las cifras significativas y al redondeo, que se tratan en la siguiente sección. En la medición se encuentran y deben comprenderse cuatro tipos específicos de problemas relacionados con cifras significativas.

1. Las mediciones de campo se dan con un número específico de cifras significativas, lo que dicta el número de cifras significativas en las respuestas obtenidas cuando las mediciones se utilizan en los cálculos. En un cálculo intermedio, es una práctica común llevar al menos un dígito más de lo requerido y luego redondear la respuesta final al número--

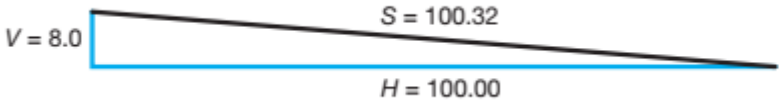


Figura 2.2
Corrección de pendiente

--correcto de cifras significativas.
2. Puede haber un número implícito de cifras significativas. Por ejemplo, la longitud de un campo de fútbol podría especificarse como 100 yardas. Pero al diseñar el campo, esa distancia probablemente se mediría a la centésima de pie más cercana, no a la media yarda más cercana.

3. Cada factor no podrá provocar una variación igual. Por ejemplo, si se va a corregir una cinta de acero de 100,00 pies de largo para un cambio de temperatura de 15°F, uno de estos números tiene cinco cifras significativas mientras que el otro tiene sólo dos. Sin embargo, una variación de 15° en la temperatura cambia la longitud de la cinta en sólo 0.01 pies. Por lo tanto, se justifica una longitud de cinta ajustada a cinco cifras significativas para este tipo de datos. Otro ejemplo es el cálculo de una distancia inclinada a partir de distancias horizontales y verticales, como en la Figura 2.2. La distancia vertical V se da con dos cifras significativas y la distancia horizontal H se mide con cinco cifras significativas. A partir de estos datos, la longitud de la pendiente S se puede calcular con cinco cifras significativas. Para ángulos de pendiente pequeños, un cambio considerable en la distancia vertical produce un cambio relativamente pequeño en la diferencia entre la distancia inclinada y la horizontal.

4. Las observaciones se registran en un sistema de unidades, pero es posible que haya que convertirlas a otro. Una buena regla a seguir al realizar estas conversiones es retener en la respuesta un número de cifras significativas iguales a las del valor observado. Como ejemplo, para convertir 178 pies 6-3/8 pulgadas a metros, el número de cifras significativas en el valor medido se determinaría primero expresándolo en sus unidades más pequeñas. En este caso, 1/8 de pulgada es la unidad más pequeña y hay (178 X 12 X 8) + (6 X 8) + 3 = 17,139 de estas unidades en el valor. Así, la medición contiene cinco cifras significativas y la respuesta es 17,139 -5- (8 X 39,37 in./m) = 54,416 m, propiamente expresado con cinco cifras significativas. (Tenga en cuenta que 39,37 utilizado en la conversión es una constante exacta y no limita el número de cifras significativas).

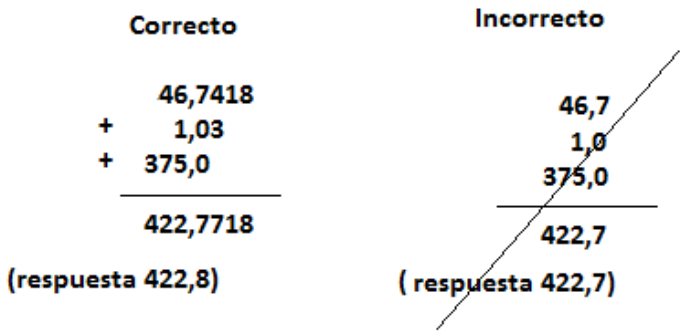
■ 2.5 REDONDEAR NÚMEROS

Redondear un número es el proceso de eliminar uno o más dígitos para que la respuesta contenga sólo aquellos dígitos que son significativos. Al redondear números con cualquier grado de precisión requerido en este texto, se observarán los siguientes procedimientos:

1. Cuando el dígito que se va a eliminar es inferior a 5, el número se escribe sin el dígito. Por tanto, 78,374 se convierte en 78,37. Además, 78,3749 redondeado a cuatro cifras se convierte en 78,37.

2. Cuando el dígito que se va a eliminar es exactamente 5, se utiliza el número par más cercano para el dígito anterior. Así, 78,375 se convierte en 78,38 y 78,385 también se redondea a 78,38.

3. Cuando el dígito que se va a eliminar es mayor que 5, el número se escribe con el dígito anterior aumentado en 1. Por lo tanto, 78,386 se convierte en 78,39. Los procedimientos 1 y 3 son una práctica estándar. Sin embargo, al redondear el valor 78,375 en el procedimiento 2, algunas personas siempre toman la siguiente centésima superior, mientras que otras invariablemente utilizan la siguiente centésima inferior. Sin embargo, utilizar el dígito par más cercano establece un procedimiento uniforme y produce resultados mejor equilibrados en una serie de cálculos. Es un procedimiento inadecuado realizar un redondeo en dos etapas donde, por ejemplo, al redondear 78,3749 a cuatro dígitos, primero se redondearía a cinco cifras, dando como resultado 78,375, y luego se redondearía nuevamente a 78,38. La respuesta correcta al redondear 78,3749 a cuatro cifras es 78,37. Es importante reconocer que el redondeo sólo debe realizarse con la respuesta final. Los cálculos intermedios deben realizarse sin redondear para evitar problemas que pueden surgir si se redondea demasiado pronto. A continuación se repite el ejemplo (a) de la Sección 2.4 para ilustrar este punto. La suma de 46,7418, 1,03. y 375,0 se redondea a 422,8 como se muestra en la columna "correcta". Si los valores individuales se redondean antes de la suma como se muestra en la columna "incorrecta", se obtiene el resultado incorrecto de 422,7.



PARTE II • NOTAS DE CAMPO

■ 2.6 NOTAS DE CAMPO

Las notas de campo son los registros del trabajo realizado en el campo. Por lo general contienen medidas, bocetos, descripciones y muchos otros elementos de información diversa. En el pasado, las notas de campo se preparaban exclusivamente escribiendo a mano en cuadernos de campo o en libretas especiales a medida que avanzaba el trabajo y se recopilaban los datos. Sin embargo, se han introducido recolectores automáticos de datos, también conocidos como libros de campo electrónicos y controladores topográficos, que pueden interactuar con muchos instrumentos topográficos modernos diferentes. A medida que avanza el trabajo, crean archivos de computadora que contienen un registro de los datos observados. Los recolectores de datos están ganando rápidamente popularidad, pero cuando se utilizan, los esquemas y descripciones preparados manualmente a menudo complementan los datos numéricos que generan. Independientemente de la manera o forma en que se tomen las notas, son extremadamente importantes. Ya sean preparadas manualmente, creadas por un recolector de datos o una combinación de estos formularios, las notas de campo topográficas son los únicos registros permanentes del trabajo realizado en el campo. Si los datos están incompletos, son incorrectos, se pierden o se destruyen, se habrá desperdiciado gran parte o todo el tiempo y el dinero invertidos en realizar las mediciones y registros. Por lo tanto, el trabajo de registro de datos es frecuentemente el más importante y difícil en un grupo de mediciones. Los libros de campo y los archivos de computadora que contienen información recopilada durante un período de semanas valen muchos miles de dólares debido a los costos de mantenimiento del personal y del equipo en el campo. Los datos de campo registrados se utilizan en la oficina para realizar cálculos, hacer dibujos o ambos. El personal de oficina que utiliza los datos no suele ser el mismo que tomó las notas en el campo. En consecuencia, es esencial que las notas, sin explicaciones verbales, sean inteligibles para cualquiera. Los estudios de propiedad están sujetos a revisión judicial en algunas condiciones, por lo que las notas de campo se convierten en un factor importante en los litigios. Además, debido a que pueden usarse como referencia en transacciones de tierras durante generaciones, es necesario indexarlos y preservarlos adecuadamente. La “buena voluntad” vendible del negocio de un topógrafo depende en gran medida de la biblioteca de libros de campo de la

oficina. Los recibos de efectivo se pueden guardar en un cajón del escritorio sin llave, ¡pero los libros de campo se guardan en una caja fuerte a prueba de fuego!

■ 2.7 REQUISITOS GENERALES DE LAS NOTAS DE CAMPO ESCRITAS A MANO

Los siguientes puntos se consideran al evaluar un conjunto de notas de campo:

Precisión. Esta es la cualidad más importante en todas las operaciones topográficas.

Integridad. Una sola medida o detalle omitido puede anular el uso de las notas para calcular o trazar. Si el proyecto estaba lejos de la oficina, regresar por una medición faltante lleva mucho tiempo y es costoso. Se debe verificar cuidadosamente que las notas estén completas antes de abandonar el sitio de la encuesta y nunca "modificarlas" para mejorar el cierre.

Legibilidad. Las notas sólo se pueden utilizar si son legibles. Es probable que un conjunto de notas de apariencia profesional tenga una calidad profesional.

Acuerdo. Los formularios de notas apropiados para una medición particular contribuyen a la precisión, integridad y legibilidad.

Claridad. Son necesarios una planificación anticipada y procedimientos de campo adecuados para asegurar la claridad de los esquemas y tabulaciones, y para minimizar la posibilidad de errores y omisiones. Evite amontonar notas; El papel es relativamente barato. Los costosos errores de cálculo y redacción son el resultado final de notas ambiguas. El Apéndice B contiene ejemplos de notas de campo escritas a mano para una variedad de operaciones topográficas. Su número de placa identifica a cada uno. Otros formularios de notas de ejemplo se proporcionan en lugares seleccionados dentro de los capítulos siguientes. Estas notas se han preparado teniendo en cuenta los puntos anteriores. Además de los elementos destacados en lo anterior, se deben seguir ciertas otras pautas para producir notas de campo escritas a mano aceptables. Las notas deben escribirse con un lápiz afilado de al menos una dureza 3H para que se haga una hendidura en el papel. Los libros así preparados resistirán la humedad del campo (o incluso el remojo) y seguirán siendo legibles, mientras que el grafito de un lápiz blando, o la tinta de una pluma o bolígrafo, dejan una mancha indescifrable en tales circunstancias. No se permiten borrones de datos registrados en los libros de campo. Si un número se ha ingresado incorrectamente, se pasa una línea a través de él sin destruir la legibilidad del número, y el valor correcto se anota encima (consulte la Figura 5.5). Si es parcial o se deba eliminar toda la página, se dibujan líneas diagonales en las esquinas opuestas y se escribe EN BLANCO en un lugar destacado de la página, indicando los motivos. Se presume que las notas de campo son "originales" a menos que se indique lo contrario. Las notas originales son aquellas tomadas al mismo tiempo que se realizan las observaciones. Si se copian las notas originales, deben marcarse así (ver Figura 5.11). Es posible que los tribunales no acepten notas copiadas porque están abiertas a dudas sobre posibles errores, como intercambio de números y omisiones. El valor de una distancia o un ángulo colocado de memoria en el libro de campo 10 minutos después de la observación es definitivamente poco confiable. Los estudiantes se sienten tentados a garabatear notas en hojas de papel para luego transferirlas de forma más ordenada al libro de campo. Esta práctica puede resultar en la pérdida de algunos o todos los datos originales y frustra uno de los propósitos de un curso de topografía: brindar experiencia en la toma de notas en condiciones reales de campo. En una situación laboral real, no es probable que un topógrafo dedique tiempo por la noche a transcribir notas garabateadas. Ciertamente, un empleador no pagará por esta prueba de incompetencia.

■ 2.8 TIPOS DE LIBROS DE CAMPO

Dado que los libros de campo contienen datos valiosos, sufren mucho desgaste y deben ser permanentes por naturaleza, sólo se deben utilizar los mejores para el trabajo práctico. Se encuentran disponibles varios tipos de libros de campo, como se muestra en la Figura 2.3, pero los más comunes son los encuadernados y los de hojas sueltas. El libro encuadernado, un estándar desde hace muchos años, tiene encuadernación cosida, tapa dura de polipiel, polietileno o aglomerado forrado y contiene 80 hojas. Su uso garantiza la máxima aceptabilidad del testimonio para los registros de inspección de propiedades en los tribunales. Los libros duplicados encuadernados permiten realizar copias de las notas originales mediante papel carbón en el campo. Las páginas duplicadas alternativas están perforadas para permitir su fácil extracción para su envío anticipado a la oficina. Los libros de hojas sueltas se han utilizado ampliamente debido a muchas ventajas, que incluyen

(1) la garantía de una superficie de trabajo plana,

(2) la simplicidad de archivar notas de proyectos individuales,

(3) la fácil transferencia de conjuntos parciales de notas entre campo y oficina,

(4) provisión para guardar páginas de tablas impresas, diagramas, fórmulas y formularios de muestra,

(5) la posibilidad de utilizar diferentes resoluciones en un mismo libro, y

(6) un ahorro en hojas y por ende en costos ya que no se desperdician archivando libros parcialmente llenos. Una desventaja es la posibilidad de perder las sábanas. Los libros engrapados o encuadernados en espiral no son adecuados para trabajos prácticos. Sin embargo, pueden ser satisfactorios para cursos abreviados de topografía que tienen sólo unos pocos períodos de campo, debido al servicio limitado requerido y al bajo costo. Las reglas especiales de columnas y páginas satisfacen necesidades particulares en nivelación, medición de ángulos, levantamiento topográfico, cortes transversales, etc. Una cámara es un "instrumento" útil para tomar notas. Se pueden utilizar cámaras livianas, confiables y de precio moderado para documentar monumentos establecidos o encontrados y para proporcionar registros de otra información valiosa o evidencia de campo admisible. Las imágenes grabadas pueden pasar a formar parte del registro final de la encuesta. Las grabadoras también se pueden utilizar en determinadas circunstancias, especialmente cuando se necesitarían largas explicaciones escritas para documentar las condiciones o proporcionar descripciones detalladas.

Figura 2.3
Libros de Campo (Cortesía de Topcon Positioning Systems.)

■ 2.9 TIPOS DE NOTAS

En la práctica se mantienen cuatro tipos de notas:

(1) esquemas,

(2) tabulaciones,

(3) descripciones y

(4) combinaciones de éstas.

El tipo más común es una forma combinada, pero un registrador experimentado selecciona la versión que mejor se adapta al trabajo en cuestión. Los formularios de notas en el Apéndice B ilustran algunos de estos tipos y se aplican a los problemas de campo descritos en este texto. Otros ejemplos se incluyen dentro del texto en lugares apropiados. Los bocetos a menudo aumentan en gran medida la eficiencia con la que se pueden tomar notas. Son especialmente valiosos para las personas de la oficina que deben interpretar las notas sin el beneficio de la presencia del anotador.

¡El proverbio de que una imagen vale más que mil palabras bien podría haber sido destinado a los que toman notas! Para un estudio simple, como medir las distancias entre puntos en una serie de líneas, es suficiente un boceto que muestre las longitudes. Para medir la longitud de una línea hacia adelante y hacia atrás, es adecuado un croquis junto con tabulaciones debidamente dispuestas en columnas, como en la Placa B.1 del Apéndice B. La ubicación de un punto de referencia puede ser difícil de identificar sin un croquis, pero a menudo se necesitan unos pocos. Las líneas de descripción son suficientes. Se pueden tomar fotografías para registrar la ubicación de las estaciones permanentes y el lugar circundante. La combinación de un boceto con dimensiones e imágenes fotográficas puede resultar invaluable en una reubicación posterior de la estación. Los puntos de referencia generalmente se describen brevemente, como en la Figura 5.5. A la hora de tomar notas, este axioma siempre es pertinente: *cuando tengas dudas sobre la necesidad de algún tipo de información, inclúyela y haz un boceto. Es mejor tener demasiados datos que insuficientes.*

■ 2.10 DISPOSICIONES DE LAS NOTAS

Los estilos y disposiciones de las notas dependen de los estándares departamentales y las preferencias individuales. Los departamentos de carreteras, agencias cartográficas y otras organizaciones dedicadas a la topografía proporcionan a su personal de campo formularios de notas de muestra, similares a los del Apéndice B, para ayudar a preparar registros uniformes y completos que puedan verificarse rápidamente.
Es deseable que los estudiantes tengan como guía conjuntos de ejemplos de formularios de notas prediseñados que cubran su primer trabajo de campo para establecer altos estándares y ahorrar tiempo. Los formularios de notas que se muestran en el Apéndice B son compuestos de varios modelos. Destacan el estilo abierto, especialmente útil para principiantes, en el que se omiten algunas líneas o espacios para mayor claridad. Así, los ángulos observados en un punto A (ver lámina B.4) se colocan frente a A en la página, pero las distancias observadas entre A y B en el suelo se registran en la línea entre A y B en el libro de campo. Las páginas de la izquierda y de la derecha prácticamente siempre se utilizan por pares y, por tanto, llevan el mismo número de página. Un título completo debe escribirse con letras en la parte superior de la página izquierda y puede extenderse hasta la derecha. Los títulos pueden abreviarse en páginas siguientes para el mismo proyecto de mediciones. La ubicación y el tipo de trabajo se colocan debajo del título. Algunos topógrafos prefieren limitar el título a la página izquierda y mantener libre la parte superior de la derecha para la fecha, el equipo humano de trabajo, el clima y otros elementos. Este diseño se revisa si se debe reservar toda la página derecha para bocetos y descripciones de puntos de referencia. Los arreglos que se muestran en el Apéndice B demuestran la flexibilidad de los formularios de notas. La página de la izquierda generalmente está dividida en seis columnas diseñadas únicamente para tabulación. Los encabezados de las columnas se colocan entre las dos primeras líneas horizontales en la parte superior de la página y siguen de izquierda a derecha en el orden previsto de lectura y registro. La parte superior de la página izquierda o derecha debe contener los siguientes elementos:

1. Nombre del proyecto, ubicación, fecha, hora del día (a.m. o p.m.) y horas de inicio y finalización. Estas entradas son necesarias para documentar las notas y proporcionar un cronograma, así como para correlacionar diferentes etapas de medición. La precisión, los problemas encontrados y otros hechos pueden deducirse del tiempo necesario para una encuesta.

2. Clima. La velocidad del viento, la temperatura y las condiciones climáticas adversas como lluvia, nieve, sol y niebla tienen un efecto decisivo en la precisión de las operaciones topográficas. Es poco probable que los topógrafos hagan su mejor trabajo posible a temperaturas de 15°F o con la lluvia cayendo sobre sus cuellos. Por lo tanto, los detalles meteorológicos son importantes al revisar las notas de campo, al aplicar correcciones a las observaciones debido a variaciones de temperatura y para otros fines.

3. Equipo humano. Los nombres e iniciales de los miembros del equipo y sus deberes se requieren como documentación y referencia futura. Los trabajos se pueden describir mediante símbolos, como π para operador de instrumento, ϕ para persona con varilla y N para anotador. El jefe del grupo suele ser el anotador.

4. Tipo y número de instrumento. El tipo de instrumento utilizado (con su marca y número de serie) y su grado de ajuste afectan la precisión de un estudio. La identificación del equipo específico empleado puede ayudar a aislar algunos errores; por ejemplo, una cinta particular con una longitud real que luego se descubre que no coincide con la distancia registrada entre sus graduaciones finales.

Para permitir la localización inmediata de los datos deseados, cada libro de campo debe tener un índice que se mantenga actualizado diariamente. En la práctica, los topógrafos cruzan sus notas en los días en que el trabajo de campo es imposible.

■ 2.1 1 SUGERENCIAS PARA GRABAR NOTAS

La observación de las sugerencias dadas en las secciones anteriores, junto con las enumeradas aquí, eliminará algunos errores comunes al grabar notas.

1. Escriba el nombre y la dirección del propietario del cuaderno en la portada y en la primera página interior con tinta permanente. Numere todos los libros de campo para fines de registro.
2. Comience el trabajo de un nuevo día en una nueva página. Para los estudios de propiedad que tengan bocetos complicados, esta regla puede no aplicarse.
3. Emplee cualquier tipo de formulario de nota familiar, estándar y ordenado, pero, si es necesario, diseñe un arreglo especial que se ajuste al proyecto.
4. Incluir declaraciones explicativas, detalles y observaciones adicionales si pudieran aclarar las notas para el personal de campo y de oficina.
5. Registrar lo leído sin realizar ningún cálculo mental. ¡Escribe lo que lees!
6. Ejecute notas hacia abajo en la página, excepto en los estudios de ruta, donde generalmente avanzan hacia arriba para ajustarse a los bocetos hechos mientras mira hacia adelante. (Ver Placa B.5 en el Apéndice B.)
7. Utilice bocetos en lugar de tabulaciones cuando tenga dudas. Lleve una regla para trazar líneas y un pequeño transportador para trazar ángulos.
8. Haga dibujos según proporciones generales en lugar de hacerlo a escala exacta, y reconozca que la estimación preliminar habitual del espacio requerido es demasiado pequeña. Letras paralelas o perpendiculares a las características apropiadas, mostrando claramente a qué se aplican.
9. Exagerar los detalles de los bocetos si con ello se mejora la claridad, o preparar diagramas separados.
10. Alinear descripciones y dibujos con los datos numéricos correspondientes. Por ejemplo, una descripción de un punto de referencia debe colocarse en la página derecha opuesta a su elevación, como en la Figura 5.5.
11. Evite las aglomeraciones. Si le resulta útil hacerlo, utilice varias páginas de descripciones y esquemas de la derecha para obtener una sola hoja de tabulación de la izquierda. De manera similar, utilice cualquier número de páginas de tabulación para un solo dibujo. El papel es barato en comparación con el valor del tiempo que podría desperdiciar el personal de la oficina al malinterpretar las notas de campo comprimidas o al exigir que una parte regrese al campo para obtener una aclaración.
12. Utilizar notas explicativas cuando sean pertinentes, teniendo siempre presente el propósito de la encuesta y las necesidades del personal de la oficina. Coloque estas notas en espacios abiertos para evitar conflictos con otras partes del boceto.
13. Emplear símbolos y señales convencionales para lograr compactibilidad.
14. Una flecha meridiana es vital para todos los bocetos. Si es posible, coloque el norte en la parte superior y en el lado izquierdo de los bocetos.
15. Mantenga las cifras tabuladas dentro y fuera de las columnas, con puntos decimales y dígitos alineados verticalmente.
16. Haga una estimación mental de todas las mediciones antes de recibirlas y registrarlas para eliminar errores importantes.
17. Repita en voz alta los valores dados para grabar. Por ejemplo, antes de anotar una distancia de 124,68, diga “uno, dos, cuatro, coma seis, ocho” para que la persona que envió la medición la verifique.
18. Coloque un cero antes de la coma decimal para números menores que 1; es decir, registrar **0,37** en lugar de **,37**.
19. Mostrar la precisión de las observaciones mediante cifras significativas. Por ejemplo, registre 3,80 en lugar de 3,8 sólo si la lectura se determinó realmente en centésimas.
20. No superpongas un número sobre otro o sobre líneas de bocetos, y no intentes cambiar una cifra por otra, como un 3 por un 5.
21. Haga todas las comprobaciones aritméticas posibles de las notas y regístrelas antes de abandonar el campo.
22. Compare todos los errores de cierre y las tasas de error mientras esté en el campo. En proyectos grandes en los que se asignan tareas diarias a varias partes, el trabajo completado se demuestra mediante cierres satisfactorios.
23. Organizar los cálculos esenciales realizados en el campo para que puedan verificarse más tarde.
24. Título, índice y referencia cruzada de cada nuevo trabajo o continuación de uno anterior por organización del cliente, propietario de la propiedad y descripción.

25. Firme apellido e iniciales en la esquina inferior derecha de la página correcta de todas las notas originales. Esto genera responsabilidad tal como lo hace la firma de un cheque.

■ 2.12 INTRODUCCIÓN A LOS RECOPILADORES DE DATOS

Los avances en la tecnología informática en los últimos años han llevado al desarrollo de sofisticados sistemas automáticos de recopilación de datos para tomar notas de campo. Estos dispositivos tienen aproximadamente el tamaño de una calculadora de bolsillo y son producidos por varios fabricantes diferentes. Están disponibles con una variedad de características y capacidades. La Figura 2.4 ilustra dos recolectores de datos diferentes. Los recolectores de datos pueden conectarse con instrumentos topográficos modernos y, cuando funcionan en ese modo, pueden recibir y almacenar datos automáticamente en archivos compatibles con computadora a medida que se toman las observaciones. El control de las operaciones de medición y almacenamiento se mantiene a través del teclado del recolector de datos. Para aclarar las notas, el operador ingresa identificadores de puntos y otra información descriptiva junto con las mediciones a medida que se registran automáticamente. Cuando se completa un trabajo o al final del día, los archivos se pueden transferir directamente a una computadora para su posterior procesamiento.

Figura 2.4

Varios recolectores de datos que se utilizan en el campo:

(a) Recolector de datos Trimble TSC2 (Cortesía de Trimble) y

(b) Recolector de datos Carlson Explorer.

Al utilizar recolectores de datos automáticos, la información preliminar habitual, como fecha, nombres, clima, hora y número de instrumento, se ingresa manualmente en el archivo a través del teclado. Para un tipo determinado de encuesta, el microprocesador interno del recopilador de datos está programado para seguir una secuencia específica de pasos. El operador identifica el tipo de levantamiento a realizar desde un menú, o mediante un código, y luego sigue las instrucciones que aparecen en la pantalla de las unidades. Las indicaciones paso a paso guiarán al operador para
(a) ingresar datos “externos” (que pueden incluir nombres de estaciones, descripciones u otra información) o
(b) presionar una tecla para iniciar el registro automático de los valores observados.

Dado que los recopiladores de datos requieren que los usuarios sigan pasos específicos al realizar una encuesta, a menudo se les conoce como controladores de encuestas. El almacenamiento de información en formato binario o ASCII (Código estándar americano para el intercambio de información) es más rápido y más compacto, pero generalmente los datos deben traducirse a ASCII antes de poder leerlos o editarlos. La mayoría de los recopiladores de datos permiten al operador desplazarse por los datos almacenados y mostrarlos en la pantalla para revisarlos y editarlos mientras aún se encuentra en el lugar de trabajo. Las estructuras organizativas utilizadas por los diferentes recolectores de datos para almacenar información varían considerablemente de un fabricante a otro. Todas siguen reglas específicas y, una vez que se entienden, los datos pueden ser interpretados fácilmente tanto por el personal de campo como por el de oficina. La desventaja de tener estructuras de datos variadas de diferentes fabricantes es que se debe aprender un nuevo sistema con cada instrumento de diferente marca. Se han realizado esfuerzos para estandarizar las estructuras de datos. El Sistema de gestión de datos de encuestas (SDMS), por ejemplo, ha sido adoptado por la Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte (AASHTO) y se recomienda para todas las encuestas que involucran trabajos en carreteras. Las notas de campo de ejemplo para un levantamiento radial dadas en la Tabla 17.1 de la Sección 17.9 están en formato SDMS. La mayoría de los fabricantes

de equipos topográficos modernos han desarrollado recolectores de datos específicamente para interconectarlos con sus propios instrumentos, pero algunos son flexibles. El controlador topográfico Trimble TSC2 que se muestra en la Figura 2.4(a), por ejemplo, puede conectarse con instrumentos Trimble, pero también puede usarse con otros. Además de servir como recopilador de datos, el TSC2 puede realizar una variedad de cálculos que ahorran tiempo directamente en el campo. Tiene un sistema operativo Windows CE y por lo tanto puede ejecutar una variedad de programas de software de Windows. Además, cuenta con tecnología Bluetooth para que pueda comunicarse con instrumentos sin necesidad de utilizar cables y tiene capacidades WiFi para conectarse a Internet. Algunos recolectores de datos automáticos también pueden funcionar como libros de campo electrónicos. En el modo de libro de campo electrónico, el recolector de datos no está conectado con un instrumento topográfico. En lugar de escribir los datos a mano en un libro de campo, el anotador ingresa las observaciones en el recolector de datos manualmente mediante pulsaciones del teclado después de tomar las lecturas. Esto tiene la ventaja de permitir que las notas de campo se registren directamente en un formato de computadora listo para su posterior procesamiento, incluso aunque los instrumentos topográficos utilizados puedan ser más antiguos y no compatible para la interfaz directa con recolectores de datos. Sin embargo, los recolectores de datos brindan la máxima eficiencia cuando se interconectan con instrumentos topográficos como estaciones totales que tienen capacidades de lectura automática. La pantalla táctil del recolector de datos Carlson Explorer que se muestra en la Figura 2.4(b) es una de las llamadas unidades de terceros; es decir, lo fabrica una empresa independiente para interconectarlo con instrumentos fabricados por otros. También utiliza un sistema operativo Windows CE y tiene capacidades Bluetooth y WiFi. Puede funcionar en modo libro de campo electrónico o interconectarse con una variedad de instrumentos para la recopilación automática de datos. Muchos fabricantes de instrumentos incorporan sistemas de recopilación de datos como componentes internos directamente en sus equipos. Este incorpora todas las características de los recolectores de datos externos, incluido el panel de visualización, dentro del instrumento. El Topcon GTS 800 que se muestra en la Figura 2.5 tiene un sistema operativo basado en MS-DOS® con la capacidad de ejecutar el software Survey Pro TDS (Tripod Data System) integrado. Viene de serie con 2 MB de memoria de programa y 2 MB de memoria interna de datos. El instrumento tiene un puerto PCMCIA1 para usar con tarjetas de datos externas para permitir la transferencia de datos desde el campo a la oficina sin el instrumento.

(a) (b)

Figura 2.5
Estación total Topcon GTS 800 con recolector de datos interno. (Cortesía de Topcon Positioning Systems).

Los recopiladores de datos utilizan actualmente el sistema operativo Windows® CE. Una disposición de lápiz y bloc permite al usuario señalar menús y opciones para ejecutar el software. Los recopiladores de datos que se muestran en la Figura 2.4 y el recopilador de datos Trimble TSC2 que se muestra en la Figura 2.6 tienen este tipo de interfaz. Se puede insertar una antena GPS basada en códigos en un puerto PCMCIA 1 de varios recolectores de datos para agregar capacidades de GPS basadas en códigos a la unidad. La mayoría de los recolectores de datos modernos tienen la capacidad de ejecutar software informático avanzado en el campo. Como ejemplo de su utilidad, los equipos de campo pueden verificar sus datos antes de enviarlos a la oficina (Figura 2.7). A medida que se desarrolla cada nueva serie de recolectores de datos, se diseñan interfaces de usuario más sofisticadas y se mejora el software que acompaña a los sistemas. Estos sistemas han dado como resultado una mayor eficiencia y productividad, y han brindado al personal de campo nuevas características, como la capacidad de realizar verificaciones de campo adicionales. Sin embargo, la creciente complejidad de operar instrumentos topográficos con recolectores de datos avanzados también requiere personal de campo con niveles más altos de educación y capacitación.

1 Un puerto PCMCIA cumple con los estándares de la Asociación Internacional de Tarjetas de Memoria para Computadoras Personales.

Figura 2.6
Trimble TSC2 con tecnología Bluetooth. (Cortesía de Trimble).

■ 2.13 TRANSFERENCIA DE ARCHIVOS DE RECOPILADORES DE DATOS

A intervalos regulares, generalmente a la hora del almuerzo y al final de un día de trabajo, o cuando se ha completado una encuesta, la información almacenada en archivos dentro de un recopilador de datos se transfiere a otro dispositivo. Esta es una medida de seguridad para evitar la pérdida accidental de cantidades sustanciales de datos. En última instancia, por supuesto, los archivos se descargan a una computadora huesped, que realizará cálculos o generará mapas y gráficos a partir de los datos. Dependiendo del equipo periférico disponible, se pueden utilizar diferentes procedimientos para la transferencia de datos. En un método que es particularmente conveniente cuando se realizan levantamientos en ubicaciones remotas, los datos se pueden devolver a la oficina central a través de tecnología telefónica utilizando dispositivos llamados módems de datos. (Los módems convierten los datos de la computadora en tonos audibles para su transmisión a través de sistemas telefónicos). De esta manera, el personal de la oficina puede comenzar a utilizar los datos inmediatamente. En zonas con cobertura de telefonía celular, esta operación se puede realizar en el campo. Otro método de transferencia de datos consiste en descargar los datos directamente a un ordenador mediante conexión directa a través de un cable RS-232. Esto se puede realizar en la oficina o en el campo si hay una computadora portátil disponible. En áreas con Internet inalámbrico, los datos se pueden transferir a la oficina mediante conexiones inalámbricas. Los recolectores de datos con capacidades WiFi permiten que los equipos de campo se comuniquen directamente con el personal de la oficina, lo que permite transferir, verificar y verificar los datos antes de que los equipos abandonen el campo. Algunos instrumentos topográficos, por ejemplo, la estación total Topcon GTS Serie 800 que se muestra en la Figura 2.5, son capaces de almacenar datos externamente en tarjetas PCMCIA. Estas tarjetas, a su vez, se pueden llevar a la oficina, donde se pueden descargar los archivos mediante un ordenador con puerto PCMCIA. Estos puertos son estándar para la mayoría de las computadoras portátiles y, por lo tanto, permiten que los equipos de campo descarguen datos desde la tarjeta PCMCIA y el recolector de datos externo o interno a dispositivos de almacenamiento en la computadora a intervalos regulares en el campo. Con la inclusión de un módem, los equipos de campo pueden transferir archivos a una computadora de oficina a través de líneas telefónicas. El personal de la oficina puede verificar los datos de campo o calcular puntos adicionales a replantear en la oficina y devolver los resultados a los equipos de campo mientras todavía están en el sitio.

Figura 2.7
Pantalla de un controlador topográfico Trimble TSC2. (Cortesía de Trimble).

De la discusión anterior, y como se ilustra en la Figura 2.8, los recolectores automáticos de datos son componentes centrales de los sistemas topográficos computarizados modernos. En estos sistemas, los datos fluyen automáticamente desde el instrumento de campo a través del recolector hasta la impresora, computadora, trazador y otras unidades del sistema. El término “Sistemas de Campo a Finalizados” se aplican a menudo cuando se utiliza esta forma de instrumentación y software en topografía.

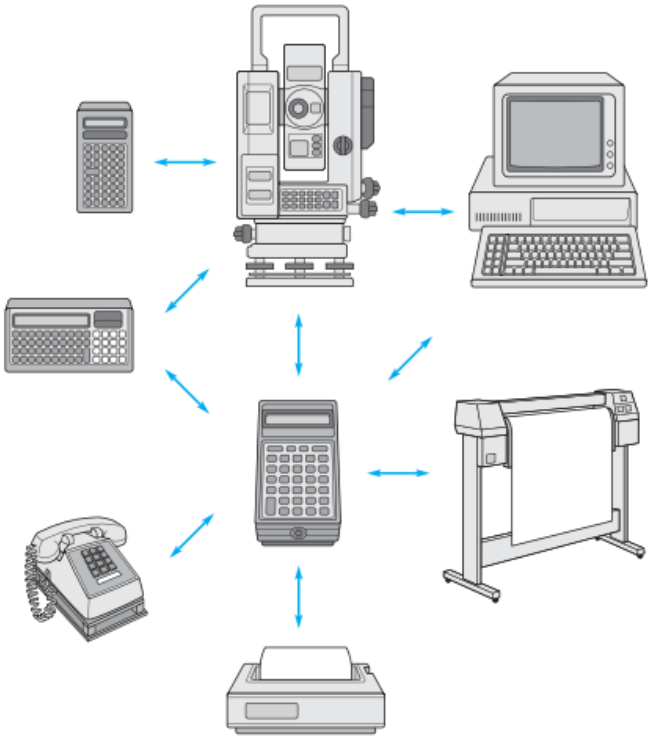


Figura 2.8
Recolector automático de datos:
un componente central de los sistemas topográficos computarizados modernos. (Reimpreso con autorización de Sokkia Corporation).

■ 2.14 GESTIÓN DE ARCHIVOS DE DATOS DIGITALES

Una vez que se completa el proceso de observación en el campo, los archivos de datos generados deben transferirse (descargarse) desde el recolector de datos a otro dispositivo de almacenamiento seguro. La información típica descargada de un recopilador de datos incluye un archivo de coordenadas calculadas y un archivo de datos sin procesar. Los recolectores de datos generalmente brindan la opción de guardar estos y otros tipos de archivos. En este caso, el archivo de coordenadas consta de valores de coordenadas calculados generados utilizando las observaciones y cualquier corrección de campo aplicada. Las correcciones de campo pueden incluir un factor de escala, compensaciones y correcciones de refracción y curvatura de la Tierra aplicadas a las distancias. Los equipos de campo generalmente pueden editar y eliminar información del archivo calculado. Sin embargo, el archivo de datos sin procesar consta de las observaciones originales sin reducir y no se puede modificar en el campo. La necesidad de cada tipo de archivo de datos depende del uso previsto de la encuesta. En la mayoría de los levantamientos, sería prudente guardar tanto los archivos de coordenadas como los archivos sin formato. Por ejemplo, para proyectos que requieren cierres específicos o que están sujetos a revisión legal, el archivo de datos brutos es un elemento esencial de la encuesta. Sin embargo, en los levantamientos topográficos y GNSS a menudo se generan grandes cantidades de datos. En este tipo de proyectos, el archivo de datos sin procesar se puede eliminar para proporcionar más espacio de almacenamiento para archivos de coordenadas.

Con recolectores de datos e instrumentos digitales, el personal de las oficinas topográficas modernas maneja muchos más datos de lo que era habitual en el pasado. Este mayor volumen inevitablemente plantea nuevas preocupaciones sobre la confiabilidad de los datos y el almacenamiento seguro. Se pueden utilizar muchos métodos para proporcionar copias de seguridad de datos digitales. Algunas opciones de almacenamiento incluyen cintas y discos de medios extraíbles. Dado que estos tienden a ser magnéticos, existe el peligro inevitable de que se pierdan datos debido a la presencia de dispositivos magnéticos externos o a un fallo de la superficie del disco. Debido a este problema, es aconsejable conservar dos copias de los archivos para todos los trabajos. Otra solución económica a este problema es el uso de grabadoras de discos compactos (CD) y discos de vídeo digitales (DVD). Estas unidades escribirán una imagen óptica de los datos de un proyecto en un disco portátil. Dado que los CD y DVD son pequeños pero tienen una gran capacidad de almacenamiento, se pueden grabar proyectos completos, incluidos los dibujos, en un espacio pequeño que se puede archivar fácilmente para referencia futura. Sin embargo, estos discos pueden fallar cuando se rayan. Por ello, se debe tener cuidado en su manipulación y almacenamiento.

■ 2.1 5 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS RECOPILADORES DE DATOS

Las principales ventajas de los sistemas automáticos de recopilación de datos son que (1) se evitan errores al leer y registrar manualmente las observaciones en el campo y (2) se ahorra tiempo para procesar, mostrar y archivar las notas de campo en la oficina se reduce significativamente. Los sistemas que incorporan computadoras pueden ejecutar algunos programas en campo, lo que suma una ventaja significativa. Como ejemplo, los datos de un estudio se pueden corregir para errores sistemáticos y errores de cierre calculados, de modo que la verificación de que un estudio cumpla con los requisitos de cierre se realiza antes de que el equipo abandone el sitio. Los recopiladores de datos son más útiles cuando se deben registrar grandes cantidades de información, por ejemplo, en levantamientos topográficos o cortes transversales. En la Sección 17.9, se describe su uso en levantamientos topográficos y se presenta y analiza un conjunto de notas de ejemplo tomadas para ese propósito. Aunque los recolectores de datos tienen muchas ventajas, también presentan algunos peligros y problemas. Existe una pequeña posibilidad, por ejemplo, de que los archivos se borren accidentalmente por descuido o se pierdan debido a un mal funcionamiento o daño a la unidad. Algunas dificultades también surgen por el hecho de que no es posible introducir bocetos en el ordenador. Sin embargo, este problema puede superarse complementando los archivos con bocetos realizados simultáneamente con las observaciones que incluyan códigos de campo. Estos códigos de campo pueden indicar al software de dibujo que dibuje un mapa de los datos completo con líneas, curvas y símbolos cartográficos. El proceso de recopilar datos de campo con códigos de campo que pueden interpretarse posteriormente mediante software se conoce como encuesta de campo hasta el final. Esto reduce en gran medida el tiempo necesario para completar un proyecto. Los levantamientos cartográficos desde el campo hasta el final se analizan con más detalle en la Sección 17.12. Es importante darse cuenta de que no toda la información se puede almacenar en formato digital y, por lo tanto, es importante mantener un libro de campo tradicional para ingresar bocetos, comentarios y notas adicionales cuando sea necesario. En cualquier caso, estos dispositivos no deben utilizarse para almacenamiento a largo plazo. Más bien, los datos deben descargarse y guardarse inmediatamente en algún dispositivo de almacenamiento permanente, como un CD o DVD, una vez que se completa la recopilación de campo para un proyecto.

Los recolectores de datos están disponibles de numerosos fabricantes. Deben ser capaces de transferir datos a través de varios hardware en sistemas topográficos modernos como el ilustrado en la Figura 2.8. Dado que los equipos varían considerablemente, al considerar la compra de un recolector de datos es importante asegurarse de que se ajuste al equipo que se posee o que tal vez se necesite en el futuro.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas que tienen respuestas parciales dadas en el Apéndice G.

2.1 Enumere los cinco tipos de mediciones que forman la base del levantamiento plano tradicional.

2.2 Indique las unidades básicas que se utilizan en topografía para longitud, área, volumen y ángulos en
(a) El sistema inglés de unidades. (b) El sistema SI de unidades.

2.3 ¿Por qué se mantuvo la definición de pie topográfico en Estados Unidos?

2.4 Convierta las siguientes distancias dadas en metros a pies topográficos estadounidenses: *(a) 4129,574 m (b) 738,296 m (c) 6048,083 m

2.5 Convierta las siguientes distancias dadas en pies a metros: *(a) 537,52 pies ^ (b) 9364,87 pies (c) 4806,98 pies

2.6 Calcule las longitudes en pies correspondientes a las siguientes distancias medidas con una cadena de Gunter:
*(a) 10 ch 13 lk (b)6chl 21k (c)24ch 81k

2.7 Exprese 95,748 pies2 en:
*(a) acres (b) hectáreas (c) cuadrados Cadenas de Gunter

2.8 Convertir 5,6874 ha a:
(a) acres (b) cadenas de Gunter cuadradas

2.9 ¿Cuáles son las longitudes en pies y decimales de las siguientes distancias que se muestran en un plano de construcción?
(a) 30 pies 9-3/4 pulg. (b) 12 pies 6-1/32 pulg.

2.10 ¿Cuál es el área en acres de una parcela de tierra rectangular medida con una cadena de Gunter si los lados registrados son los siguientes:
*(a) 9.17 ch y 10.64 ch (b) 12 ch 36 lk y 24 ch 28 lk?

2.11 Calcule el área en acres de lotes triangulares que se muestran en un plano que tiene los siguientes lados en ángulo recto registrados:
(a) 208.94 pies y 232.65 pies (b) 9 ch 25 lk y 6 ch 16 lk

2.12 Una distancia se expresa como 125.845.64 pies topográficos estadounidenses. ¿Cuál es la longitud en
*(a) pies internacionales? (b) metros?

2.13 ¿Cuáles son los equivalentes en radianes y grados-minuto-segundo para los siguientes ángulos dados en grados:
*(a) 136.0000 grados (b) 89.5478 grados (c) 68.1649 grados?

2.14 Responda los siguientes problemas con el número correcto de cifras significativas:
*(a) suma de 23,15; 0,984;124 y 12,5 (b) suma de 36,15; 0,806;22,4 y 196,458 (c) producto de 276,75 y 33,7 (d) cociente de 4930,27 dividido por 1,29

2.15 Expresar el valor o respuesta en potencias de 10 al número correcto de cifras significativas:
(a) 11,432 (b) 4520 (c) cuadrado de 11,293 (d) suma de (11,275 + 0,5 + 146,12) dividida por 7,2

2.16 Convierta los ángulos ajustados de un triángulo a radianes y muestre una verificación computacional:
*(a) 39°41'54", 91°30'16 y 48°47'50” (b) 82°17'43 , 29° 05'54" y 68°36'23"

2.17 ¿Por qué no se debe utilizar un bolígrafo al tomar notas de campo?
2.18 Explique por qué un número no debe superponerse a otro o a las líneas de los bocetos.
2.19 Explique por qué los datos siempre deben ingresarse directamente en el libro de campo en el momento en que se realizan las mediciones, en lugar de en papel de desecho para transferirlos claramente al libro de campo más adelante.
2.20 ¿Por qué el trabajo de un nuevo día debería comenzar en una nueva página?
2.21 Explique el motivo del punto 18 de la Sección 2.11 al registrar notas de campo.
2.22 Explique el motivo del punto 24 de la Sección 2.11 al registrar notas de campo.
2.23 Explique el motivo del punto 27 de la Sección 2.11 al registrar notas de campo.
2.24 ¿Cuándo se deben hacer bocetos en lugar de simplemente registrar datos?
2.25 Justifique el requisito de enumerar en un libro de campo las marcas y números de serie de todos los instrumentos utilizados en un estudio.
2.26 Discuta las ventajas de los controladores topográficos que pueden comunicarse con varios tipos diferentes de instrumentos.
2.27 Discuta las ventajas de los controladores de encuestas.
2.28 Busque en Internet y encuentre al menos dos sitios relacionados con (a) Fabricantes de controladores topográficos. b) Fabricantes de estaciones totales. c) Fabricantes de receptores del sistema mundial de navegación por satélite (GNSS).
2.29 ¿Qué ventajas se ofrecen al personal de campo si el controlador de la encuesta proporciona un mapa de la encuesta?
2.30 Prepare un breve resumen de un artículo de una revista profesional relacionado con el tema de este capítulo.
231 Describa lo que se entiende por la frase “desde el campo hasta el final”.
232 ¿Por qué los bocetos de los libros de campo no suelen estar dibujados a escala?
233 Cree un programa computacional que resuelva el problema 2.16.

Bibliografía.

Alder, K. 2002. *The Measure of All Things—The Seven-Year Odyssey and Hidden Error that Transformed the World*. New York, NY: The Free Press.

Bedini, S. A. 2001. “Roger Sherman’s Field Survey Book.” *Professional Surveyor Magazine* 21 (No. 4): 70.

Bennett, T. D. 2002. “From Operational Efficiency to Business Process Improvement.” *Professional Surveyor* 22 (No. 2): 46.

Brown, L. 2003. “Building a Better Handheld.” *Point of Beginning* 28 (No. 7): 24.

Durgiss, K. 2001. “Advancing Field Data Collection with Wearable Computers.” *Professional Surveyor* 21 (No. 4): 14

Meade, M. E. 2007. “The International versus U.S. Survey Foot.” *Point of Beginning* 33 (No. 1): 66.

Paiva, J. V. R. 2006. “The Evolution of the Data Collector.” 32 (No. 2): 22.

Pepling, A. 2003. “TDS Recon.” *Professional Surveyor* 23 (No. 9): 34.

Ghilani, C. D. 2010. *Adjustment Computations: Spatial Data Analysis*. New York, NY: Wiley.

■ 3.1 INTRODUCCIÓN

Realizar observaciones (mediciones), y posteriores cálculos y análisis utilizandolos, son tareas fundamentales de los topógrafos. Las buenas observaciones requieren una combinación de habilidad humana y equipo mecánico aplicado con el máximo criterio. Sin embargo, no importa cuán cuidadosamente se hagan, las observaciones nunca son exactas y siempre contendrán errores. Por lo tanto, los topógrafos (ingenieros geomáticos), cuyo trabajo debe realizarse con estándares exigentes, deben comprender a fondo los diferentes tipos de errores, sus fuentes y magnitudes esperadas en diferentes condiciones, y su forma de propagación. Sólo entonces podrán seleccionar los instrumentos y procedimientos necesarios para reducir el tamaño de los errores dentro de límites tolerables. De igual importancia, los topógrafos deben ser capaces de evaluar la magnitud de los errores en sus observaciones para poder verificar su aceptabilidad o, si es necesario, cometer otros nuevos. Actualmente se practica el diseño de sistemas de medición. Las computadoras y los programas informáticos sofisticados son ahora herramientas comúnmente utilizadas por los topógrafos para planificar proyectos de medición e investigar y distribuir errores una vez obtenidos los resultados.

■ 3.2 OBSERVACIONES DIRECTAS E INDIRECTAS

Las observaciones podrán realizarse directa o indirectamente. Ejemplos de observaciones directas son aplicar una cinta a una línea, ajustar un transportador a un ángulo o girar un ángulo con una estación total. Se garantiza una observación indirecta cuando no es posible aplicar un instrumento de medida directamente a la cantidad que se desea observar. Por tanto, la respuesta está determinada por su relación con algún otro valor o valores observados. como un ejemplo, podemos encontrar la distancia a través de un río observando la longitud de una línea en un lado del río y el ángulo en cada extremo de esta línea con un punto en el otro lado, y luego calculando la distancia mediante uno de los métodos estándar de fórmulas trigonométricas. En la topografía se hacen muchas observaciones indirectas y, dado que todas las mediciones contienen errores, es inevitable que las cantidades calculadas a partir de ellas también contengan errores. La forma en que los errores en las mediciones se combinan para producir respuestas calculadas erróneas se llama propagación de errores. Este tema se analiza con más detalle en la Sección 3.17.

■ 3.3 ERRORES EN LAS MEDICIONES

Por definición, un error es la diferencia entre un valor observado para una cantidad y su valor verdadero, o

$$E = X - \overline{X} \qquad (3.1)$$

donde E es el error en una observación, X el valor observado y $\overline{X}$ su valor verdadero. Se puede afirmar incondicionalmente que

(1) ninguna observación es exacta,

(2) toda observación contiene errores,

(3) el valor verdadero de una observación nunca se conoce y, por lo tanto,

(4) el error exacto presente siempre es desconocido.

Estos hechos se demuestran a continuación. Cuando se observa una distancia con una escala dividida en décimas de pulgada, la distancia sólo se puede leer en centésimas (mediante interpolación). Sin embargo, si se dispusiera de una escala mejor graduada en centésimas de pulgada y se leyera con aumento, la misma distancia podría estimarse en milésimas de pulgada. Y con una escala graduada en milésimas de pulgada, tal vez fuera posible una lectura hasta diezmilésimas. Obviamente, la precisión de las observaciones depende del tamaño de la división de la escala, la confiabilidad del equipo utilizado y las limitaciones humanas para estimar a menos de una décima parte de una división de escala. A medida que se desarrollan mejores equipos, las observaciones se acercan más a sus valores verdaderos, pero nunca pueden ser exactas. Tenga en cuenta que aquí se consideran observaciones, no recuentos (de automóviles, monedas de un centavo, canicas u otros objetos).

■ 3.4 ERRORES

Estos son errores garrafales del observador y generalmente son causados por una mala comprensión del problema, descuido, fatiga, pérdida de comunicación o falta de juicio. Los ejemplos incluyen la transposición de números, como registrar 73,96 en lugar del valor correcto de 79,36; leer un ángulo en sentido antihorario, pero indicarlo como ángulo en el sentido de las agujas del reloj en las notas de campo; avistar el objetivo equivocado; o registrar una distancia medida como 682,38 en lugar de 862,38. Grandes errores como estos no se consideran en la siguiente discusión sobre errores. Deben detectarse mediante un control cuidadoso y sistemático de todo el trabajo y eliminarse repitiendo algunas o todas las mediciones. Es muy difícil detectar pequeños errores porque se fusionan con los errores. Por lo tanto, cuando no se exponen, estos pequeños errores se tratarán incorrectamente como errores.

■ 3.5 FUENTES DE ERRORES AL REALIZAR OBSERVACIONES

Los errores en las observaciones provienen de tres fuentes y se clasifican en consecuencia. Los errores naturales son causados por variaciones del viento, la temperatura, la humedad, la presión atmosférica, la refracción atmosférica, la gravedad y la declinación magnética. Un ejemplo es una cinta de acero cuya longitud varía con los cambios de temperatura. Los errores instrumentales resultan de cualquier imperfección en la construcción o ajuste de los instrumentos y del movimiento de partes individuales. Por ejemplo, es posible que las graduaciones de una escala no estén perfectamente espaciadas o que la escala esté deformada. El efecto de muchos errores instrumentales se puede reducir, o incluso eliminar, adoptando procedimientos topográficos adecuados o aplicando correcciones computarizadas. Los errores personales surgen principalmente de las limitaciones de los sentidos humanos de la vista y el tacto. Por ejemplo, se produce un pequeño error en el valor observado de un ángulo horizontal si la mira vertical de un instrumento de estación total no está perfectamente alineada con el objetivo, o si el objetivo es la parte superior de una varilla que se sostiene ligeramente fuera de plomada.

■ 3.6 TIPOS DE ERRORES

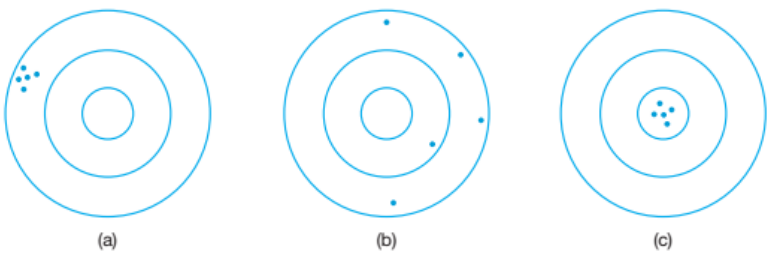
Los errores en las observaciones son de dos tipos: sistemáticos y aleatorios. Los errores sistemáticos, también conocidos como sesgos, resultan de factores que componen el "sistema de medición" e incluyen el entorno, el instrumento y el observador. Mientras las condiciones del sistema permanezcan constantes, los errores sistemáticos también permanecerán constantes. Si las condiciones cambian, las magnitudes de los errores sistemáticos también cambian. Debido a que los errores sistemáticos tienden a acumularse, a veces se les llama errores acumulativos. Las condiciones que producen errores sistemáticos se ajustan a leyes físicas que pueden modelarse matemáticamente. Por lo tanto, si se sabe que las condiciones existen y pueden observarse, se puede calcular y aplicar una corrección a los valores observados. Un ejemplo de error sistemático constante es el uso de una cinta de acero de 100 pies que ha sido calibrada y se encontró que es 0.02 pies demasiado larga. Introduce un error de 0,02 pies cada vez que se utiliza, pero al aplicar una corrección se elimina fácilmente el error. Un ejemplo de error sistemático variable es el cambio en la longitud de una cinta de acero resultante de las diferencias de temperatura que ocurren durante el período de uso

de la cinta. Si se observan los cambios de temperatura, las correcciones de longitud se pueden calcular mediante una fórmula simple, como se explica en el Capítulo 6. Los errores aleatorios son aquellos que permanecen en los valores medidos después de que se han eliminado los errores y los errores sistemáticos. Son causados por factores que escapan al control del observador, obedecen a las leyes de la probabilidad y, a veces, se denominan errores accidentales. Están presentes en todas las observaciones topográficas. Las magnitudes y signos algebraicos de los errores aleatorios son cuestiones de azar. No existe una forma absoluta de calcularlos o eliminarlos, pero se pueden estimar utilizando procedimientos de ajuste conocidos como mínimos cuadrados (véanse la Sección 3.21 y el Capítulo 16). Los errores aleatorios también se conocen como errores de compensación, ya que tienden a cancelarse parcialmente en una serie de observaciones. Por ejemplo, una persona que interpola a centésimas de pie en una cinta graduada sólo a décimas, o que lee una barra de nivel marcada en centésimas, probablemente hará una estimación demasiado alta en algunos valores y demasiado bajos en otros. Sin embargo, las características personales individuales pueden anular esa compensación parcial, ya que algunas personas se inclinan a interpolar alto, otras interpolan bajo y muchos prefieren ciertos dígitos (por ejemplo, 7 en lugar de 6 u 8, 3 en lugar de 2 o 4, y particularmente 0 en lugar de 9 ó 1.

■ 3.7 PRECISIÓN Y EXACTITUD

Una discrepancia es la diferencia entre dos valores observados de la misma cantidad. Una pequeña discrepancia indica que probablemente no haya errores y que los errores aleatorios son pequeños. Sin embargo, pequeñas discrepancias no excluyen la presencia de errores sistemáticos. La precisión se refiere al grado de refinamiento o consistencia de un grupo de observaciones y se evalúa sobre la base del tamaño de la discrepancia. Si se hacen múltiples observaciones de la misma cantidad y se producen pequeñas discrepancias, esto indica alta precisión. El grado de precisión que se puede alcanzar depende de la sensibilidad del equipo y de la habilidad del observador. La precisión denota la cercanía absoluta de las cantidades observadas a sus valores verdaderos. La diferencia entre precisión y exactitud quizás se ilustra mejor con referencia al tiro al blanco. En la Figura 3.1(a), por ejemplo, los cinco disparos existen en un pequeño grupo, lo que indica una operación precisa; es decir, el tirador pudo repetir el procedimiento con un alto grado de consistencia. Sin embargo, los tiros están lejos de dar en el blanco y, por lo tanto, no son precisos. Esto probablemente se debe a que las miras del rifle están mal alineadas. La Figura 3.1(b) muestra disparos dispersos aleatoriamente que no son precisos ni exactos. En la Figura 3.1(c), la agrupación poco espaciada, en el centro del blanco, representa tanto precisión como exactitud. El tirador que obtuvo los resultados en (a) quizás pudo realizar los disparos de (c) después de alinear las miras del rifle. En topografía, esto equivaldría a la calibración de instrumentos de observación. Como en el ejemplo del tiroteo, un estudio puede ser preciso sin ser exacto. A modo de ejemplo, si se emplean métodos refinados y se toman lecturas cuidadosamente, digamos a 0,001 pies, pero hay errores instrumentales en el dispositivo de medición y no se hacen correcciones para ellos, el estudio no será exacto. Como ejemplo numérico, dos observaciones de una distancia con una cinta que se supone tiene 100,000 pies de largo, que en realidad es 100,050 pies, podrían dar resultados de 453.270 y 453.272 pies. Estos valores son precisos, pero no exactos, ya que existe un error sistemático de aproximadamente 4,53 X 0,050 = 0,23 pies en cada uno. La precisión obtenida se expresaría como (453,272 - 453,270)/453,271 = 1/220.000, lo cual es excelente, pero la precisión de la distancia es sólo 0,23/453,271 = 1 parte en 2000. Además, un estudio puede parecer exacto cuando se han realizado observaciones aproximadas. Por ejemplo, los ángulos de un triángulo se pueden leer con una brújula sólo al 1/4 de grado más cercano y aun así producir una suma de exactamente 180°, o un error de cierre cero. En buenos estudios, la precisión y la exactitud son consistentes en todo momento.

Figura 3.1
Ejemplos de precisión y exactitud, (a) Los resultados son precisos pero no exactos, (b) Los resultados no son precisos ni exactos. (c) Los resultados son precisos y exactos.



■ 3.8 ELIMINACIÓN DE ERRORES Y ERRORES SISTEMÁTICOS

Todas las operaciones de campo y cálculos de oficina se rigen por un esfuerzo constante para eliminar errores y errores sistemáticos. Por supuesto, sería preferible que nunca se produjeran errores, pero como los humanos somos falibles, esto no es posible. En el campo, los observadores experimentados que realizan sus observaciones con atención utilizando procedimientos repetitivos estandarizados pueden minimizar los errores. Los errores que ocurren sólo pueden corregirse si se descubren. Comparar varias observaciones de la misma cantidad es una de las mejores formas de identificar errores. Hacer una estimación y un análisis de sentido común es otra. Supongamos que se registran cinco observaciones de una línea de la siguiente manera: 567,91; **576,95**; 567,88; 567,90 y 567,93. El segundo valor no está de acuerdo con los demás, aparentemente debido a una transposición de cifras en la lectura o el registro. Desechar el valor dudoso o, preferiblemente, repetir la observación puede erradicar este error. Cuando se detecta un error, suele ser mejor repetir la observación. Sin embargo, si se dispone de un número suficiente de otras observaciones de la cantidad que coinciden, como en el ejemplo anterior, el resultado ampliamente divergente puede descartarse. Se debe considerar seriamente el efecto sobre un promedio antes de descartar un valor. Rara vez es seguro cambiar un número registrado, aunque parezca haber una simple transposición en las cifras. La manipulación de datos físicos es siempre una mala práctica y ciertamente causará problemas, incluso si se hace con poca frecuencia. Se pueden calcular errores sistemáticos y aplicar las correcciones adecuadas a las observaciones. Los procedimientos para hacer estas correcciones a todas las observaciones topográficas básicas se describen en los capítulos siguientes. En algunos casos, puede ser posible adoptar un procedimiento de campo que elimine automáticamente los errores sistemáticos. Por ejemplo, como se explica en el Capítulo 5, un instrumento de nivelación desajustado causa lecturas incorrectas, pero si todas las miras atrás y adelante tienen la misma longitud, los errores se cancelan en la nivelación diferencial.

■ 3.9 PROBABILIDAD

En algún momento, todo el mundo ha tenido una experiencia con juegos de azar, como lanzar monedas, juegos de cartas o dados, que implican probabilidad. En los cursos de matemáticas básicas se introducen las leyes de combinaciones y permutaciones. Se muestra que los acontecimientos que suceden al azar o por casualidad se rigen por principios matemáticos denominados probabilidad. La probabilidad puede definirse como la relación entre el número de veces que debe ocurrir un resultado y su número total de posibilidades. Por ejemplo, al lanzar un dado justo hay una sexta parte de probabilidad de que salga un 2. Esto simplemente significa que hay seis posibilidades, y sólo una de ellas es un 2. En general, si un resultado puede ocurrir de m maneras y no ocurre de n maneras, entonces la probabilidad de que ocurra es m/(m + n). La probabilidad de que ocurra cualquier resultado es una fracción entre 0 y 1; 0 indica imposibilidad y 1 denota certeza absoluta. Dado que cualquier resultado debe ocurrir o fallar, la suma de las probabilidades de ocurrencia y falla es 1. Por lo tanto, si 1/6 es la probabilidad de obtener un 2 con un lanzamiento de un dado, entonces (1 - 1/6), o 5/6 es la probabilidad de que no salga un 2. La teoría de la probabilidad es aplicable en muchas observaciones sociológicas y científicas. En la Sección 3.6 se señaló que existen errores aleatorios en todos los trabajos topográficos. Quizás esto pueda apreciarse mejor si se considera el proceso de medición, que generalmente implica la ejecución de varias tareas elementales. Además de la selección y calibración del instrumento, estas tareas pueden incluir la configuración y el centrado, alinear o apuntar el equipo; establecer, igualar o comparar marcas de índice; y leer o estimar valores de escalas, diales o medidores graduados. Debido a imperfecciones del equipo y del observador, no se pueden realizar observaciones exactas, por lo que siempre contendrán errores aleatorios. Las magnitudes de estos errores y la frecuencia con la que ocurren errores de un tamaño determinado siguen las leyes de la probabilidad. Por conveniencia, el término error se utilizará para referirse únicamente a errores aleatorios durante el resto de este capítulo. Se supondrá que todos los errores y errores sistemáticos han sido eliminados antes de considerar los errores aleatorios.

■ 3.10 VALOR MÁS PROBABLE

Ya se dijo anteriormente que en las observaciones físicas nunca se conoce el valor verdadero de cualquier cantidad. Sin embargo, su valor más probable puede calcularse si se han realizado observaciones redundantes. Las observaciones redundantes son mediciones que exceden el mínimo necesario para determinar una cantidad. Para una única incógnita, como la longitud de una línea que ha sido observada directa e independientemente varias veces utilizando el mismo equipo y procedimientos,1 la primera observación establece un valor para la cantidad y todas las observaciones adicionales son redundantes. El valor más probable en este caso es simplemente la media aritmética,

o donde $\overline{M}$ es el valor más probable de la cantidad, $\sum M$ la suma de las mediciones individuales M y n el número total de observaciones. La ecuación (3.2) se puede derivar utilizando el principio de mínimos cuadrados, que se basa en la teoría de la probabilidad. Como se analizó en el capítulo 16, en problemas más complicados, donde las observaciones no se realizan con los mismos instrumentos y procedimientos, o si se determinan varias cantidades interrelacionadas mediante observaciones indirectas, los valores más probables se calculan empleando métodos de mínimos cuadrados.

$$\overline{M} = \frac{\Sigma M}{n} \qquad (3.2)$$

Como se analiza en el capítulo 16, en problemas más complicados, donde las observaciones no se realizan con los mismos instrumentos y procedimientos, o si se determinan varias cantidades interrelacionadas mediante observaciones indirectas, los valores más probables se calculan empleando métodos de mínimos cuadrados.

1 La importancia de utilizar el mismo equipo y procedimientos es que las observaciones sean de igual confiabilidad o peso. El tema de los pesos desiguales se analiza en la Sección 3.20.

El tratamiento aquí se relaciona con múltiples observaciones directas de la misma cantidad utilizando el mismo equipo y procedimientos.

■ 3.11 RESIDUALES

Una vez determinado el valor más probable de una cantidad, es posible calcular los residuos. Un residual es simplemente la diferencia entre el valor más probable y cualquier valor observado de una cantidad, que en forma de ecuación es

$$v = \overline{M} - M \qquad (3.3)$$

donde v es el residual en cualquier observación M y $\overline{M}$ es el valor más probable de la cantidad. Los residuos son teóricamente idénticos a los errores, con la excepción de que los residuos se pueden calcular, mientras que los errores no porque los valores verdaderos nunca se conocen. Por lo tanto, los valores realmente utilizados en el análisis y ajuste de los datos de la encuesta son residuos, más que errores.

■ 3.12 OCURRENCIA DE ERRORES ALEATORIOS

Para analizar la manera en que ocurren los errores aleatorios, considere los datos de la Tabla 3.1, que representa 100 repeticiones de una observación de ángulo realizada con un instrumento de estación total preciso (descrito en el Capítulo 8). Supongamos que estas observaciones están libres de errores y errores sistemáticos. Para facilitar el análisis de los datos, excepto el primer valor, sólo se tabulan las porciones de los segundos de las observaciones. Los datos se han reorganizado en la columna (1) de modo que las entradas comiencen con el valor observado más pequeño y se enumeren en tamaño creciente. Si un determinado valor se obtuvo más de una vez, el número de veces que ocurrió o su frecuencia se tabula en la columna (2). En la Tabla 3.1 se puede ver que la dispersión (rango en las observaciones de menor a mayor) es 30,8 — 19,5 = 11,3 segundos. Sin embargo, es difícil analizar el patrón de distribución de las observaciones simplemente escaneando los valores tabulares; es decir, más allá de evaluar la dispersión y notar una tendencia general a que las observaciones hacia la mitad del rango ocurran con mayor frecuencia. Para ayudar en el estudio de los datos, se puede preparar un histograma. Se trata simplemente de un gráfico de barras que muestra los tamaños de las observaciones (o sus residuos) frente a su frecuencia de aparición. Da una impresión visual inmediata del patrón de distribución de las observaciones (o sus residuos). Para los datos de la Tabla 3.1, se desarrolló un

histograma que muestra la frecuencia de aparición de los residuos y se representa en la Figura 3.2. Para trazar un histograma de residuos, primero es necesario calcular el valor más probable para el ángulo observado. Esto se ha hecho con la Ecuación (3.2). Como se muestra en la parte inferior de la Tabla 3.1, su valor es 27°43'24,9". Luego, usando la Ecuación (3.3), se calculan los residuos para todos los valores observados. Estos se tabulan en la columna (3) de la Tabla 3.1. Los residuos varían de 5,4" a —5,9". (La suma del valor absoluto de estos dos extremos es la dispersión, o 11,3"). Para obtener un histograma con un número apropiado de barras para representar adecuadamente la distribución de los residuos, el intervalo de residuos representados por---

Tabla 3.1 Observaciones de Ángulos desde un Instrumento de Estación Total Preciso

Valor Observado (1)	No. (2)	Resíduo (seg) (3)	Valor Observado (1 Cont.)	No. (2. Cont.)	Resíduo (seg) (3 Cont.)
27°43′19.5″	1	5.4	27°43′25.1″	3	−0.2
20.0	1	4.9	25.2	1	−0.3
20.5	1	4.4	25.4	1	−0.5
20.8	1	4.1	25.5	2	−0.6
21.2	1	3.7	25.7	3	−0.8
21.3	1	3.6	25.8	4	−0.9
21.5	1	3.4	25.9	2	−1.0
22.1	2	2.8	26.1	1	−1.2
22.3	1	2.6	26.2	2	−1.3
22.4	1	2.5	26.3	1	−1.4
22.5	2	2.4	26.5	1	−1.6
22.6	1	2.3	26.6	3	−1.7
22.8	2	2.1	26.7	1	−1.8
23.0	1	1.9	26.8	2	−1.9
23.1	2	1.8	26.9	1	−2.0
23.2	2	1.7	27.0	1	−2.1
23.3	3	1.6	27.1	3	−2.2
23.6	2	1.3	27.4	1	−2.5
23.7	2	1.2	27.5	2	−2.6
23.8	2	1.1	27.6	1	−2.7
23.9	3	1.0	27.7	2	−2.8
24.0	5	0.9	28.0	1	−3.1
24.1	3	0.8	28.6	2	−3.7
24.3	1	0.6	28.7	1	−3.8
24.5	2	0.4	29.0	1	−4.1
24.7	3	0.2	29.4	1	−4.5
24.8	3	0.1	29.7	1	−4.8
24.9	2	0.0	30.8	1	−5.9
25.0	2	−0.1	Σ = 2494.0	Σ = 100	

Media = 2494.0/100 = 24.9″

Valor Más Probable = 27°43′24.9″

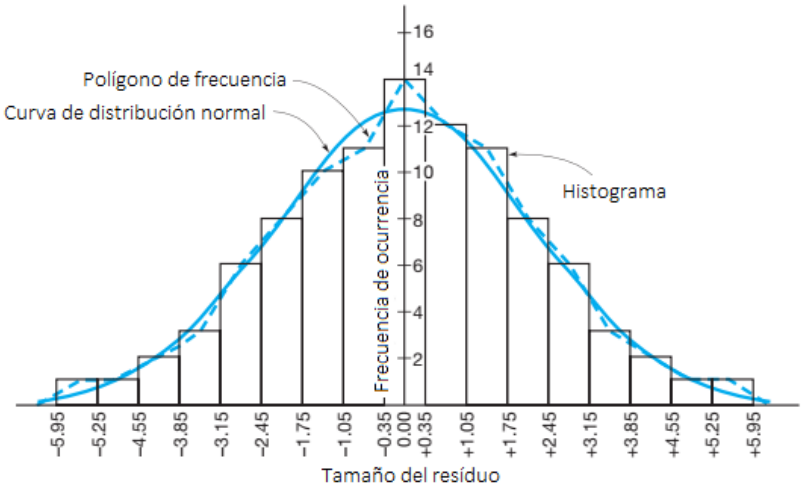


Figura 3.2 Histograma, polígono de frecuencia y curva de distribución normal de residuos de mediciones de ángulos realizadas con estación total.

cada barra, o intervalo de clase, se eligió como 0.7". Esto produjo 17 barras en el gráfico. El rango de residuos cubiertos por cada intervalo y el número de residuos que ocurren dentro de cada intervalo se enumeran en la tabla 3.2. Al trazar los intervalos de clase en la abscisa frente al número (frecuencia de aparición) de residuos en cada intervalo en la ordenada, se obtuvo el histograma de la figura 3.2 si los puntos centrales superiores adyacentes de las barras del histograma están conectados con líneas rectas. Se obtiene el llamado polígono de frecuencia. El polígono de frecuencia para los datos de la Tabla 3.1 se superpone como una línea azul discontinua en la Figura 3.2. Muestra gráficamente esencialmente la misma información que el histograma si se considera en este. Los análisis se aumentaron progresivamente y, en consecuencia, el intervalo de clase del histograma se hizo cada vez más pequeño, en última instancia, el polígono de frecuencia se acercaría a una curva continua suave, simétrica con respecto a su centro, como la que se muestra con la línea azul sólida y gruesa en la Figura 3.2. Para mayor claridad, esta curva se muestra por separado en la Figura 3.3. La "forma de campana" de la curva es característica de un grupo de errores distribuidos normalmente y, por lo tanto, a menudo se la denomina curva de distribución normal. Los estadísticos frecuentemente la llaman curva de densidad normal, ya que muestra las densidades de errores que tienen diversos tamaños. En topografía se esperan distribuciones de error normales o casi normales y en adelante en este libro se supone esa condición. En la práctica, los histogramas y los polígonos de frecuencia rara vez se utilizan para representar distribuciones de errores. En cambio, se prefieren curvas de distribución normal que se aproximan a ellas. Observe cuán estrechamente coincide la curva de distribución normal superpuesta en la figura 3.2 con el histograma y el polígono de frecuencia. Como se demuestra con los datos de la Tabla 3.1, el histograma para un conjunto de observaciones muestra gráficamente la probabilidad de que ocurra un error de un tamaño determinado por áreas de barras. Por ejemplo, 14 de los 100 residuos (errores) en la Figura 3.2 están entre —0,35" y +0,35". Esto representa el 14% de los errores, y la barra central del histograma, que corresponde a este intervalo, es el 14% del área total de todas las ---

Tabla 3.2 Rangos de Intervalos de Clase y Número de Residuos en Cada Intervalo

Histograma de Intervalos (seg)	Número de Resíduos en el Intervalo
−5.95 to −5.25	1
−5.25 to −4.55	1
−4.55 to −3.85	2
−3.85 to −3.15	3
−3.15 to −2.45	6
−2.45 to −1.75	8
−1.75 to −1.05	10
−1.05 to −0.35	11
−0.35 to +0.35	14
+0.35 to +1.05	12
+1.05 to +1.75	11
+1.75 to +2.45	8
+2.45 to +3.15	6
+3.15 to +3.85	3
+3.85 to +4.55	2
+4.55 to +5.25	1
+5.25 to +5.95	1
	Σ = 100

barras. Asimismo, el área entre ordenadas construida en dos abscisas cualesquiera de una curva de distribución normal representa el porcentaje de probabilidad de que exista un error de ese tamaño. Dado que la suma del área de todas las barras de un histograma representa todos los errores, representa todas las probabilidades y, por lo tanto, su suma es igual a 1. Asimismo, el área total debajo de una curva de distribución normal también es 1. Si las mismas observaciones del ejemplo anterior se hubieran tomado medidas utilizando mejores equipos y más precaución, se esperarían errores menores y la curva de distribución normal sería similar a la de la Figura 3.4(a). En comparación con

la Figura 3.3, esta curva es más alta y estrecha, lo que muestra que un mayor porcentaje de valores tiene errores más pequeños y menos observaciones contienen errores grandes. Para esta comparación, se deben utilizar las mismas escalas de ordenadas y abscisas para ambas curvas. Por tanto, las observaciones de la Figura 3.4(a) son más precisas. Para lecturas tomadas con menor precisión, se produce el efecto opuesto, como se ilustra en la Figura 3.4(b), que muestra una curva más corta y más ancha. En los tres casos, sin embargo, la curva mantuvo su característica forma de campana simétrica. A partir de estos ejemplos se ve que las precisiones relativas de grupos de observaciones se vuelven fácilmente evidentes al comparar sus curvas de distribución normal. La curva de distribución normal para un conjunto de observaciones se puede calcular usando parámetros derivados de los residuos, pero el procedimiento está fuera del alcance de este texto.

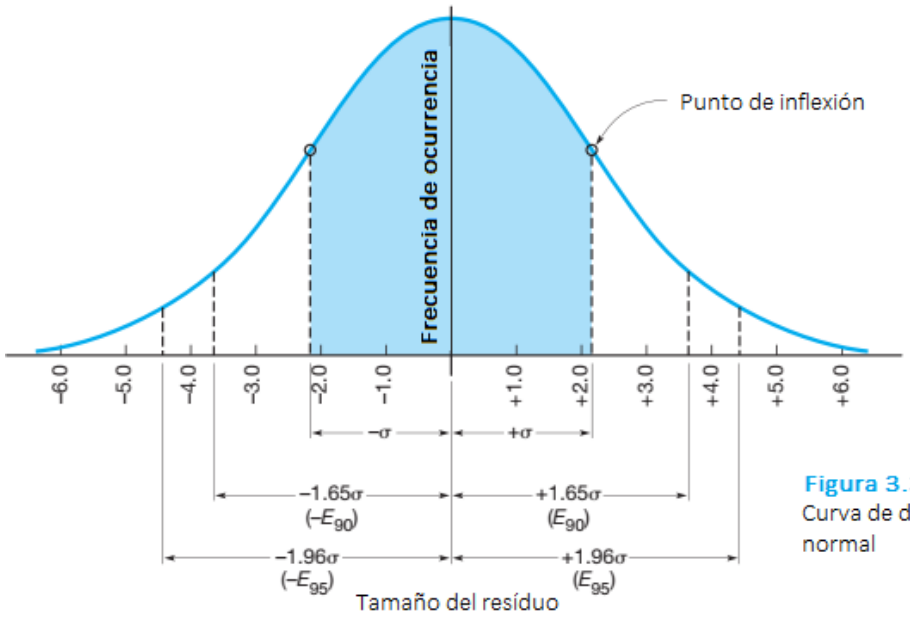


Figura 3.3
Curva de distribución normal

■ 3.13 LEYES GENERALES DE PROBABILIDAD

A partir de un análisis de los datos de la sección anterior y de las curvas de las Figuras 3.2 a 3.4, se pueden establecer algunas leyes generales de probabilidad: 1. Los pequeños residuos (errores) ocurren con más frecuencia que los grandes; es decir, son más probables. 2. Los errores grandes ocurren con poca frecuencia y, por lo tanto, son menos probables; para errores normalmente distribuidos, los inusualmente grandes pueden ser errores en lugar de errores aleatorios. 3. Los errores positivos y negativos del mismo tamaño ocurren con la misma frecuencia; es decir, son igualmente probables. [Esto permite realizar una deducción intuitiva de la ecuación (3.2); es decir, el valor más probable para un grupo de observaciones repetidas, realizadas con el mismo equipo y procedimientos, es la media.]

■ 3.14 MEDIDAS DE PRECISIÓN

Como se muestra en las Figuras 3.3 y 3.4. si bien las curvas tienen formas similares, existen diferencias significativas en sus dispersiones; es decir, el ancho de sus abscisas difiere. La magnitud de la dispersión es una indicación de las precisiones relativas de las observaciones. Otros términos estadísticos utilizados más comúnmente para expresar precisiones de grupos de las observaciones son la desviación estándar y la varianza. La ecuación para la desviación estándar es:

$$\sigma = \pm\sqrt{\frac{\Sigma v^2}{n-1}} \qquad (3.4)$$

donde σ es la desviación estándar de un grupo de observaciones de la misma cantidad, v el residuo de una observación individual, Σv^2 la suma de los cuadrados de los residuos individuales y n el número de observaciones. La varianza es igual a σ^2, el cuadrado de la desviación estándar. Tenga en cuenta que en la ecuación (3.4), la desviación estándar tiene valores positivos y negativos. En la curva de distribución normal, el valor numérico de la desviación estándar es la abscisa en los puntos de inflexión (lugares donde la curvatura cambia de cóncavo hacia abajo a cóncavo hacia arriba). En las Figuras 3.3 y 3.4 se muestran estos puntos de inflexión. Tenga en cuenta el menor espacio entre

ellos para las observaciones más precisas de la Figura 3.4(a) en comparación con la Figura 3.4(b). La Figura 3.5 es un gráfico que muestra el porcentaje del área total bajo una curva de distribución normal que existe entre rangos de residuos (errores) que tienen valores positivos y negativos iguales. La escala de abscisas se muestra en múltiplos de la desviación estándar. A partir de esta curva, el área entre los residuos de $+\sigma$ y $-\sigma$ equivale aproximadamente al 68,3% del área total bajo la curva de distribución normal. Por lo tanto, da el rango de residuos que se puede esperar que ocurran el 68,3% del tiempo. Esta relación se muestra más claramente en las curvas de las Figuras 3.3 y 3.4, donde las áreas entre $\pm\sigma$ se muestran sombreadas. Los porcentajes mostrados en la Figura 3.5 se aplican a todas las distribuciones normales; independientemente de la forma de la curva o del valor numérico de la desviación estándar.

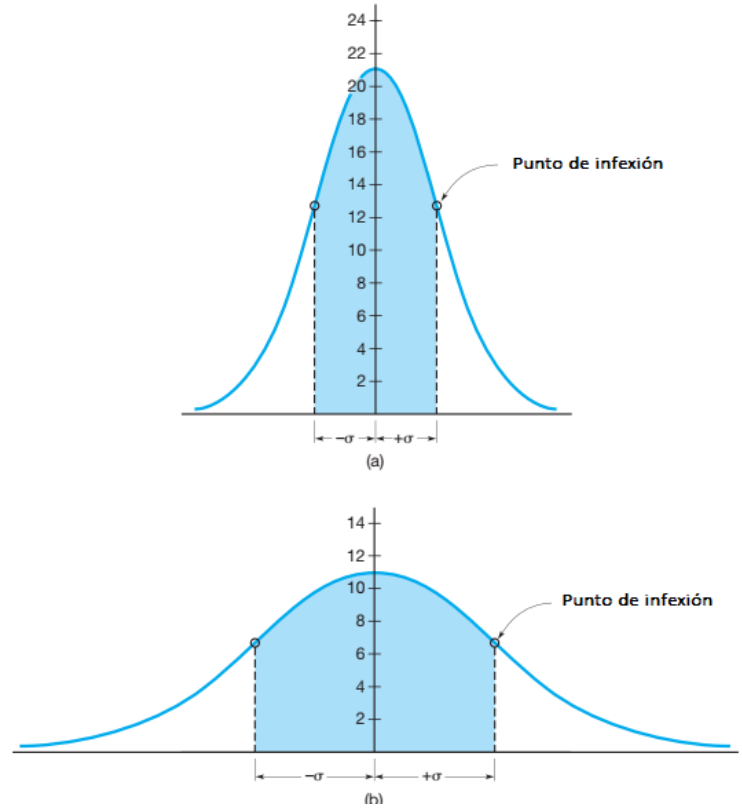


Figura 3.4
Curvas de distribución normal para:
(a) mayor precisión,

(b) menor precisión.

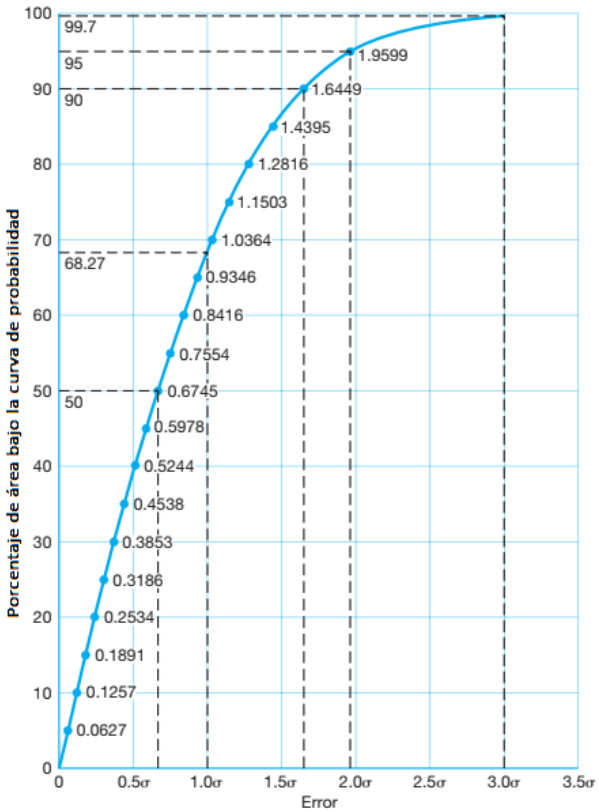


Figura 3.5
Relación entre error y porcentaje de área bajo la curva de distribución normal.

■ 3.1 5 INTERPRETACIÓN DE LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR

Se ha demostrado que la desviación estándar establece los límites dentro de los cuales se espera que caigan las observaciones el 68,3% del tiempo. En otras palabras, si una observación se repite diez veces, se esperará que alrededor de siete de los resultados estén dentro de los límites establecidos por la desviación estándar y, a la inversa, alrededor de tres de ellos queden fuera de estos límites. Otra interpretación es que una observación adicional tendrá un 68,3% de posibilidades de caer dentro de los límites establecidos por la desviación estándar. Cuando se aplica la ecuación (3.4) a los datos de la tabla 3.1, se obtiene una desviación estándar de ±2,19. Al examinar los residuos de la tabla, 70 de los 100 valores, o el 70%, son en realidad menores que 2,19 segundos. Esto ilustra que la teoría de la probabilidad se aproxima mucho a la realidad.

■ 3.16 LOS ERRORES DEL 50, 90 Y 95 POR CIENTO

A partir de los datos proporcionados en la figura 3.5, se puede determinar la probabilidad de un error de cualquier porcentaje. La ecuación general es

$$E_P = C_P\sigma \qquad (3.5)$$

donde E_p, es un cierto error porcentual y C_p, el factor numérico correspondiente tomado de la Figura 3.5. Según la ecuación (3.5), después de extraer los multiplicadores apropiados de la figura 3.5, las siguientes son expresiones para errores que tienen una probabilidad de ocurrir del 50%, 90% y 95%:

$$E_{50} = 0.6745\sigma \qquad (3.6)$$
$$E_{90} = 1.6449\sigma \qquad (3.7)$$
$$E_{95} = 1.9599\sigma \qquad (3.8)$$

El error del 50 por ciento, o E_{50}, es el llamado error probable. Establece límites dentro de los cuales las observaciones deben caer el 50% del tiempo. En otras palabras, una observación tiene las mismas posibilidades de entrar dentro de estos límites que de quedar fuera de ellos. Los errores del 90 y 95 por ciento se utilizan comúnmente para especificar las precisiones requeridas en proyectos topográficos (geomáticos). De estos, el error del 95 por ciento, también llamado frecuentemente error dos sigma (2σ), es el que se especifica con mayor frecuencia. Como ejemplo. un proyecto en particular puede requerir que el error del 95 por ciento sea menor o igual a un cierto valor para que el trabajo sea aceptable. Para los datos de la Tabla 3.1, aplicando las ecuaciones (3.7) y (3.8), los errores del 90 y 95 por ciento son ±3.60 y ±4.29 segundos, respectivamente. Estos errores se muestran gráficamente en la Figura 3.3. El llamado error tres sigma (3σ) también se utiliza a menudo como criterio para rechazar observaciones individuales de conjuntos de datos. Según la Figura 3.5, existe una probabilidad del 99,7% de que un error sea menor que esta cantidad. Así, dentro de un grupo de observaciones, cualquier valor cuyo residuo exceda (3σ) se considera un error y se debe realizar una nueva observación o los cálculos que se basen en un valor menor.

El eje X es una asíntota de la curva de distribución normal, por lo que no se puede evaluar el error del 100 por ciento. Esto significa que no importa qué tamaño de error se encuentre, teóricamente es posible uno mayor.

■ **Ejemplo 3.1** Para aclarar las definiciones y utilizar las ecuaciones dadas en las secciones 3.10 a 3.16, suponga que se ha observado una línea 10 veces usando el mismo equipo y procedimientos. Los resultados se muestran en la columna (1) de la siguiente tabla. Se supone que no existen errores y que las observaciones ya han sido corregidas para todos los errores sistemáticos. Calcule el valor más probable para la longitud de la línea, su desviación estándar y errores con una probabilidad del 50%, 90% y 95%.

Largo (ft)(1)	Residual v (ft)(2)	v^2 (3)
538.57	+0.12	0.0144
538.39	−0.06	0.0036
538.37	−0.08	0.0064
538.39	−0.06	0.0036
538.48	+0.03	0.0009
538.49	+0.04	0.0016
538.33	−0.12	0.0144
538.46	+0.01	0.0001
538.47	+0.02	0.0004
538.55	+0.10	0.0100
$\Sigma = 5384.50$	$\Sigma = 0.00$	$\Sigma v^2 = 0.0554$

Solución

Por la ecuación (3.2), $$\overline{M} = \frac{5384{,}50}{10} = 538{,}45 \text{ ft}$$

Mediante la Ecuación (3.3), se calculan los residuos. Estos se tabulan en la columna (2) y sus cuadrados se enumeran en la columna (3). Tenga en cuenta que en la columna (2) la suma algebraica de los residuos es cero. (Para observaciones de igual confiabilidad, excepto para el redondeo, esta columna siempre debe sumar cero y así proporcionar una verificación computacional).

Por Ecuación $(3.4), \sigma = \pm\sqrt{\frac{\Sigma v^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0{,}0554}{9}} = \pm 0{,}078 = \pm 0{,}08 \text{ ft}.$

Por Ecuación $(3.6), E_{50} = \pm 0{,}6745\sigma = \pm 0{,}6745(0{,}078) = \pm 0{,}05 \text{ ft}.$

Por Ecuación $(3.7), E_{95} = \pm 1{,}6449(0.078) = \pm 0{,}13 \text{ ft}.$

Por Ecuación $(3.8), E_{99} = \pm 1{,}9599(0.078) = \pm 0{,}15 \text{ ft}.$

Se pueden sacar las siguientes conclusiones sobre este ejemplo.

1. La longitud de línea más probable es 538,45 pies.

2. La desviación estándar de una sola observación es ±0,08 pies. En consecuencia, la expectativa normal es que el 68% del tiempo una longitud registrada estará entre 538,45 — 0,08 y 538,45 + 0,08 o entre 538,37 y 538,53 pies; eso es que unos siete valores deberían estar dentro de estos límites. (En realidad, siete de ellos lo hacen).

3. El error probable (E_{50}) es ±0,05 pies. Por lo tanto, se puede anticipar que la mitad, o cinco de las observaciones, caerán en el intervalo de 538,40 a 538,50 pies (cuatro valores lo hacen).

4. El error del 90% es ±0,13 pies y, por lo tanto, se puede esperar que nueve de los valores observados estén dentro del rango de 538,32 y 538,58 pies.

5. El error del 95% es ±0,15 pies, por lo que se puede esperar que la longitud esté entre 538,30 y 538,60,95% del tiempo. (Tenga en cuenta que, de hecho, todas las observaciones están dentro de los límites de los errores del 90 y del 95 por ciento).

■ 3.1 7 PROPAGACIÓN DE ERRORES

Se indicó anteriormente que debido a que todas las observaciones contienen errores, cualquier cantidad calculada a partir de ellas también contendrá errores. El proceso de evaluar errores en cantidades calculadas a partir de valores observados que contienen errores se llama propagación de errores. La propagación de errores aleatorios en fórmulas

matemáticas se puede calcular utilizando la ley general de propagación de varianzas. Normalmente, en topografía (geomática), esta fórmula se puede simplificar ya que las observaciones suelen ser matemáticamente independientes. Por ejemplo, sean a, b, c,..., n valores observados que contienen errores E_a, E_b, E_c..... E_n respectivamente. Sea también Z una cantidad derivada por cálculo utilizando estas cantidades observadas en una función f, tal que

$$Z = f(a, b, c, \ldots, n) \qquad (3.9)$$

Entonces suponiendo que a, b, c,..., n son observaciones independientes, el error en la cantidad calculada Z es

$$E_Z = \pm\sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial a}E_a\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial b}E_b\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial c}E_c\right)^2 + \cdots + \left(\frac{\partial f}{\partial n}E_n\right)^2} \qquad (3.10)$$

Donde los términos $\partial f/\partial a, \partial f/\partial b, \partial f/\partial c, \ldots, \partial f/\partial n$ son las derivadas parciales de la función f con respecto a las variables a, b, c,..., n. En las subsecciones que siguen, se analizan casos específicos de propagación de errores comunes en la topografía y se presentan ejemplos.

3.17.1 Error de suma

Suponga la suma de las observaciones observadas independientemente a, b, c,.....es Z. El cómputo para la cantidad calculada Z es

$$Z = a + b + c + \cdots$$

Las derivadas parciales de Z con respecto a cada cantidad observada son $\partial Z/\partial a = \partial Z/\partial b = \partial Z/\partial c = \cdots = 1$. Sustituyendo estas derivadas parciales en la ecuación (3.10), se obtiene la siguiente fórmula, que da el error propagado en la suma de cantidades, cada una de las cuales contiene un error aleatorio diferente:

$$E_{Sum} = \pm\sqrt{E_a^2 + E_b^2 + E_c^2 + \cdots} \qquad (3.11)$$

donde E representa cualquier error porcentual especificado (como σ, E_{50}, E_{90}, or E_{95}), y a, b y c son observaciones separadas e independientes. El error de una suma se puede utilizar para explicar las reglas de suma y resta utilizando cifras significativas. Recuerde la adición de 46,7418, 1,03 y 375,0 del Ejemplo (a) de la Sección 2.4. Las cifras significativas indican que existe incertidumbre en el último dígito de cada número. Por lo tanto, supongamos errores estimados de ±0,0001, ±0,01 y ±0,1 respectivamente para cada número. El error en la suma de estos tres números es $\sqrt{0{,}0001^2 + 0{,}01^2 + 0{,}1^2} = \pm 0{,}1$. La suma de tres números es 422,7718, que se redondeó, utilizando las reglas de las cifras significativas, a 422,8. Su precisión coincide con la exactitud estimada producida por el error en la suma de los tres números. Observe cómo el número menos preciso controla la precisión en la suma de los tres valores.

■ Ejemplo 3.2

Suponga que se observa una línea en tres secciones, con las partes individuales iguales a (753,81; ±0,012), (1238,40; ±0,028) y (1062,95; ±0,020) pies, respectivamente. Determine la longitud total de la línea y su desviación estándar anticipada.

Solución

$$\text{Largo total} = 753{,}81 + 1238{,}40 + 1062{,}95 = 3055{,}16 \text{ ft}.$$

$$\text{Por Ecuación } (3.11), E_{Sum} = \pm\sqrt{0{,}012^2 + 0{,}028^2 + 0{,}020^2} = \pm 0{,}036 \text{ ft}$$

3.17.2 ERROR DE UNA SERIE

A veces se lee una serie de cantidades similares, como los ángulos dentro de un polígono cerrado, y cada observación tiene un error de aproximadamente la misma cantidad. El error total en la suma de todas las cantidades observadas de dicha serie se denomina error de la serie, denominado E_{Series}. Si se supone el mismo error E en cada observación y se aplica la ecuación (3.11), el error de la serie es

$$E_{Series} = \pm\sqrt{E^2 + E^2 + E^2 + \cdots} = \pm\sqrt{nE^2} = \pm E\sqrt{n} \qquad (3.12)$$

donde E representa el error en cada observación individual y n el número de observaciones. Esta ecuación muestra que cuando se repite la misma operación, los errores aleatorios tienden a equilibrarse y el error resultante de una serie es proporcional a la raíz cuadrada del número de observaciones. Esta ecuación tiene un uso extensivo, por ejemplo, para determinar el error de cierre permisible para ángulos de una poligonal, como se analiza en el Capítulo 9.

■ **EJEMPLO 3.3**

Suponga que se puede grabar cualquier distancia de 100 pies con un error de ±0.02 pies si se emplean ciertas técnicas. Determine el error al grabar 5000 pies usando estas habilidades.

SOLUCIÓN

Dado que el número de longitudes de 100 pies en 5000 pies es 50, según la ecuación (3.12)

$$E_{Series} = \pm E\sqrt{n} = \pm 0{,}02\sqrt{50} = \pm 0{,}14 \text{ ft}$$

■ **EJEMPLO 3.4**

Se debe grabar una distancia de 1000 pies con un error de no más de ±0.10 pies. Determine con qué precisión se debe observar cada longitud de 100 pies para garantizar que el error no exceda el límite permisible.

SOLUCIÓN

Dado que según la ecuación (3.12), $E_{Series} = \pm E\sqrt{n}$ and $n = 10$, el error permisible E en 100 pies es

$$E = \pm\frac{E_{Series}}{\sqrt{n}} \pm \frac{0.10}{\sqrt{10}} = \pm 0{,}03 \text{ ft}$$

■ **EJEMPLO 3.5**

Suponga que se requiere cintar una longitud de 2500 pies con un error de no más de ±0.10 pies. ¿Con qué precisión se debe observar cada longitud de cinta?

SOLUCIÓN

Dado que 100 pies se considera nuevamente la unidad de longitud, n = 25, y según la ecuación (3.12), el error permitido E en 100 pies es

$$E = \pm\frac{0.10}{\sqrt{25}} = \pm 0{,}02 \text{ ft}$$

El análisis de los ejemplos 3.4 y 3.5 muestra que cuanto mayor es el número de posibilidades, mayor es la posibilidad de que los errores se cancelen.

3.17.3 ERROR DE UN PRODUCTO

La ecuación para AB propagado, donde E_a y E_b son los errores respectivos en A y B, es

$$E_{prod} = \pm\sqrt{A^2E_b^2 + B^2E_a^2} \qquad (3.13)$$

El significado físico de la fórmula de propagación del error para un producto se ilustra en la figura 3.6, donde se muestra que A y B son lados observados de una parcela de terreno rectangular con errores E_a y E_b respectivamente. El producto AB es el área de la parcela. En la ecuación (3.13), $\sqrt{A^2E_b^2} = AE_b$ representa cualquiera de las barras rayadas (horizontales) más largas y es el error causado por $-E_b$ or $+E_b$. El término $\sqrt{B^2E_a^2} = BE_a$ está representado por barras rayadas más cortas (verticales), que es el error resultante de $-E_a$ or $+E_a$.

■ **EJEMPLO 3.6**

Para el lote rectangular ilustrado en la Figura 3.6, las observaciones de los lados A y B con sus errores del 95% son (252,46; ±0,053) y (605,08; ±0,072) pies, respectivamente. Calcule el área de la parcela y el error esperado del 95% en el área.

SOLUCIÓN

Área = 252,46 X 605,08 = 152. 760 $pies^2$ Por la ecuación (3.13),

$$E_{95} = \pm\sqrt{(252{,}46)^2(0{,}072)^2 + (605{,}08)^2(0{,}053)^2} = \pm 36{,}9 \text{ ft}^2$$

El ejemplo 3.6 también se puede utilizar para demostrar la validez de una de las reglas de cifras significativas en el cálculo. El área calculada es en realidad 152.758,4968 $pies^2$. Sin embargo, la regla para cifras significativas en la multiplicación (ver Sección 2.4) establece que no puede haber más cifras significativas en la respuesta

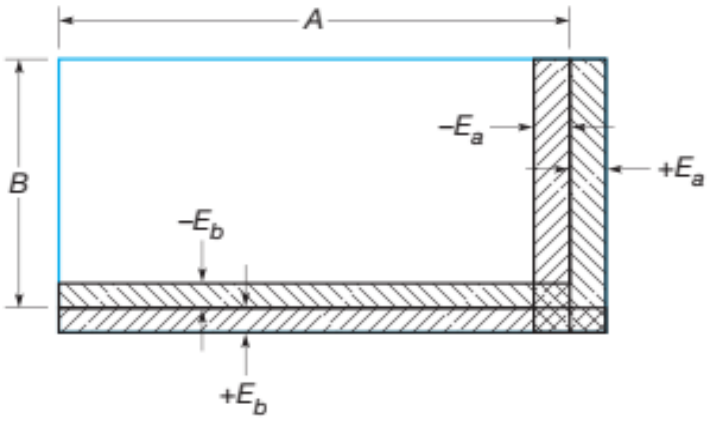


Figura 3.6
Error de área

que en cualquiera de los factores individuales utilizados. En consecuencia, el área debe redondearse a 152.760 (cinco cifras significativas). De la ecuación (3.13), con un error de ±36,9 $pies^2$, la respuesta podría ser 152.758,4968 ± 36,9; o de 152.721,6 a 152.795,4 $pies^2$. Por tanto, el quinto dígito de la respuesta se considera cuestionable y, por tanto, se verifica el número de cifras significativas especificadas por la regla.

3.17.4 ERROR DE LA MEDIA

La ecuación (3.2) estableció que el valor más probable de un grupo de observaciones repetidas de igual peso es la media aritmética. Dado que la media se calcula a partir de valores observados individuales, cada uno de los cuales contiene un error, la media también está sujeta a error. Aplicando la Ecuación (3.12), es posible encontrar el error para la suma de una serie de observaciones donde cada una tiene el mismo error. Dado que la suma dividida por el número de observaciones da la media, el error de la media se encuentra mediante la relación

$$E_m = \frac{E_{series}}{n}$$

Sustituyendo la ecuación (3.12) por: E_{series}

$$E_m = \frac{E\sqrt{n}}{n} = \frac{E}{\sqrt{n}} \qquad (3.14)$$

donde E es el error porcentual especificado de una sola observación, Em el error porcentual correspondiente de la media y n el número de observaciones. El error de la media con cualquier porcentaje de probabilidad se puede determinar y aplicar a todos los criterios que se han desarrollado. Por ejemplo, la desviación estándar de la media, $(E_{68})_m$ **ó** σ_m es

$$(E_{68})_m = \sigma_m = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} = \pm\sqrt{\frac{\Sigma v^2}{n(n-1)}} \qquad (3.15a)$$

y los errores del 90 y 95 por ciento de la media son

$$(E_{90})_m = \frac{E_{90}}{\sqrt{n}} = \pm 1.6449\sqrt{\frac{\Sigma v^2}{n(n-1)}} \qquad (3.15b)$$

$$(E_{95})_m = \frac{E_{95}}{\sqrt{n}} = \pm 1.9599\sqrt{\frac{\Sigma v^2}{n(n-1)}}. \qquad (3.15c)$$

Estas ecuaciones muestran que el error de la media varía inversamente con la raíz cuadrada del número de repeticiones. Por tanto, para duplicar la precisión (es decir, reducir el error a la mitad) se deben realizar cuatro veces más observaciones.

■ EJEMPLO 3.7

Calcule la desviación estándar de la media y el error del 90% de la media para las observaciones del ejemplo 3.1.

SOLUCIÓN

Por la Ecuación (3.15a)

$$\sigma_m = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} = \pm\frac{0.078}{\sqrt{10}} = \pm 0.025 \text{ ft}$$

También por la ecuación (3.15b)

$$(E_{90})_m = \pm 1.6449\,(0.025) = \pm 0.041 \text{ ft}$$

Estos valores muestran los límites de error del 68% y 90% de probabilidad para la longitud de la línea. Se puede decir que la longitud real de la línea tiene un 68% de probabilidad de estar dentro de ±0,025 de la media, y un 90% de probabilidad de caer a no más de ±0,041 pies de la media.

■ 3.1 8 APLICACIONES

Los problemas de ejemplo anteriores muestran que las ecuaciones de probabilidad de error se aplican de dos maneras:

1. Para analizar observaciones ya realizadas, para compararlas con otros resultados o con requisitos de especificación.

2. Establecer procedimientos y especificaciones para que se obtengan los resultados requeridos.

La aplicación de las diversas ecuaciones de probabilidad de error debe moderarse con juicio y precaución. Recuerde que se basan en el supuesto de que los errores se ajustan a una curva de distribución normal suave y continua, que a su vez se basa en el supuesto de un gran número de observaciones. Con frecuencia, en los levantamientos sólo se toman unas pocas observaciones (a menudo de dos a ocho). Si éstas se ajustan a una distribución normal, entonces la respuesta obtenida mediante ecuaciones de probabilidad será confiable; si no lo hacen, las conclusiones podrían ser engañosas. Sin embargo, a falta de conocimiento en contrario, la mejor hipótesis disponible sigue siendo la suposición de que los errores se distribuyen normalmente.

■ 3.19 AJUSTE CONDICIONAL DE LAS OBSERVACIONES

En la Sección 3.3, se enfatizó que nunca se conoce el valor verdadero de cualquier cantidad observada. Sin embargo, en algunos tipos de problemas, la suma de varias observaciones debe ser igual a un valor fijo; por ejemplo, la suma de los tres ángulos de un triángulo plano debe sumar 180°. Por lo tanto, en la práctica, los ángulos observados se ajustan para que sumen la cantidad requerida. En consecuencia, las distancias, ya sean horizontales o verticales, a menudo deben ajustarse para cumplir ciertos requisitos condicionales. Los métodos utilizados se explicarán en capítulos posteriores, donde las operaciones se tratan en detalle.

■ 3.20 PESOS DE LAS OBSERVACIONES

Es evidente que algunas observaciones son más precisas que otras debido a mejores equipos, técnicas mejoradas y condiciones de campo superiores. En consecuencia, al realizar ajustes es conveniente asignar ponderaciones relativas a las observaciones individuales. Lógicamente se puede concluir que si una observación es muy precisa, tendrá una pequeña desviación estándar o varianza y, por lo tanto, debería ponderarse más (mantenerse más cerca de su valor observado) en un ajuste que una observación de menor precisión. De este razonamiento se deduce que los pesos de las observaciones deberían guardar una relación inversa con la precisión. De hecho, se puede demostrar que los pesos relativos son inversamente proporcionales a las varianzas, o

$$W_a \propto \frac{1}{\sigma_a^2} \qquad (3.16)$$

donde W_a es el peso de una observación a, que tiene una varianza de σ_a^2. Por lo tanto, cuanto mayor sea la precisión (menor la varianza), mayor debería ser el peso relativo del valor observado que se está ajustando. En algunos casos, las varianzas se desconocen originalmente y se deben asignar ponderaciones a los valores observados en función de estimaciones de su precisión relativa. Si una cantidad se observa repetidamente y las observaciones individuales tienen pesos variables, la media ponderada se puede calcular a partir de la expresión

$$\overline{M}_W = \frac{\Sigma WM}{\Sigma W} \qquad (3.17)$$

donde $\overline{M}_W$ es la media ponderada, ΣWM la suma de los pesos individuales multiplicada por sus observaciones correspondientes y ΣW la suma de los pesos.

■ EJEMPLO 3.8

Supongamos que se registran cuatro observaciones de una distancia como 482,16; 482,17; 482,20 y 482,18 y el topógrafo les asigna pesos de 1, 2, 2 y 4, respectivamente. Determine la media ponderada.

SOLUCIÓN

Por ecuación (3.17)

$$\overline{M}_W = \frac{482{,}16 + 482{,}17(2) + 482{,}20(2) + 482{,}14(4)}{1 + 2 + 2 + 4} = 482{,}16 \text{ ft}$$

Al calcular ajustes que involucran observaciones ponderadas de manera desigual, las correcciones aplicadas a los valores observados deben hacerse de manera inversamente proporcional a las ponderaciones relativas.

■ EJEMPLO 3.9

Supongamos que los ángulos observados de un cierto triángulo plano y sus pesos relativos son A = 49°51,15', Wa = 1; B = 60°32'08"\ ;Wb = 2; y C = 69°36'33'; Wc = 3. Calcule la media ponderada de los ángulos.

SOLUCIÓN

Primero se calcula la suma de los tres ángulos y se encuentra que es 4" menor que la condición geométrica requerida de exactamente 180°. Por lo tanto, los ángulos se ajustan en proporción inversa a sus pesos relativos, como se ilustra en la tabulación adjunta. El ángulo C con el mayor peso (3) obtiene la corrección más pequeña. 2x; B recibe 3x ; y A, 6x.

	Ángulo Observado	Wt	Corrección	Corr. Numérico	Corr. Redondeado	Ángulo Ajustado
A	49°51′15″	1	6*x*	+2.18″	+2″	49°51′17″
B	60°32′08″	2	3*x*	+1.09″	+1″	60°32′09″
C	69°36′33″	3	2*x*	+0.73″	+1″	69°36′34″
Sum	179°59′56″	$\Sigma = 6$	11*x*	+4.00″	+4″	180°00′00″
			$11x = 4''$ and $x = +0.36''$			

Debe enfatizarse nuevamente que los cálculos de ajuste basados en la teoría de probabilidad son válidos sólo si se eliminan los errores sistemáticos y se emplean procedimientos, equipos y cálculos adecuados.

■ 3.21 AJUSTE POR MÍNIMOS CUADRADOS

Como se explicó en la Sección 3.19, la mayoría de las observaciones topográficas deben ajustarse a ciertas condiciones geométricas. Las cantidades en las que no cumplen estas condiciones se denominan errores de cierre e indican la presencia de errores aleatorios. En el Ejemplo 3.9, por ejemplo, el error de cierre fue de 4". Se utilizan varios procedimientos para distribuir estos errores de cierre para producir condiciones geométricas matemáticamente perfectas. Algunos simplemente aplican correcciones del mismo tamaño a todos los valores observados, donde cada corrección es igual al error de cierre total (con su signo algebraico cambiado), dividido por el número de observaciones. Otros introducen correcciones en proporción a los pesos asignados. Aún otros emplean reglas empíricas, por ejemplo, la "regla de la brújula" descrita en el Capítulo 10 para ajustar poligonales cerradas. Debido a que los errores aleatorios en topografía se ajustan a las leyes matemáticas de probabilidad y están "distribuidos normalmente", el procedimiento de ajuste más apropiado debe basarse en estas leyes. Los mínimos cuadrados son un método de este tipo. No se trata de un procedimiento nuevo, ya que el matemático alemán Karl Gauss lo aplicó a finales del siglo XVIII. Sin embargo, hasta la llegada de las computadoras, se utilizó muy poco debido a los largos cálculos que implicaba.

Los mínimos cuadrados son adecuados para ajustar cualquiera de los tipos básicos de observaciones topográficas descritas en la Sección 2.1 y son aplicables a todos los procedimientos topográficos comúnmente utilizados. El método impone la condición de que la suma de los pesos de las observaciones multiplicada por sus correspondientes residuos al cuadrado se minimice. Esta condición fundamental, que se desarrolla a partir de la ecuación para la curva de distribución normal de errores, proporciona los valores más probables para las cantidades ajustadas. Además, también

(a) permite el cálculo de las precisiones de los valores ajustados,

(b) revela la presencia de errores para que se puedan tomar medidas para eliminarlos y

(c) hace posible el diseño óptimo de los procedimientos topográficos en la oficina antes de ir al campo a tomar observaciones.

Los supuestos básicos que sustentan la teoría de los mínimos cuadrados son los siguientes:

(1) se han eliminado los errores y los errores sistemáticos, de modo que sólo quedan errores aleatorios;

(2) el número de observaciones que se están ajustando es grande; y

(3) la distribución de frecuencia de los errores es normal.

Aunque estos supuestos no siempre se cumplen. El método de ajuste por mínimos cuadrados sigue siendo el método de tratamiento de errores más riguroso que existe y, por lo tanto, se ha vuelto muy popular e importante en la topografía moderna. En el capítulo 16 se presenta un análisis más detallado del tema.

■ 3.22 USO DE SOFTWARE

Los cálculos como los de la Tabla 3.1 pueden ser largos y tediosos. Afortunadamente, el software de hoja de cálculo a menudo tiene la capacidad de calcular la media y la desviación estándar de un grupo de observaciones. Por ejemplo, en Microsoft Excel®, la media de un conjunto de observaciones se puede determinar utilizando la función promedio() y la desviación estándar se puede determinar utilizando la función stdev(). De manera similar, los histogramas de datos también se pueden graficar una vez que los datos se organizan en clases. El lector puede descargar todos los archivos de Excel para este libro descargando el archivo Excel Spreadsheets.zip del sitio web complementario para este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani. La hoja de cálculo c3.xls demuestra el uso de las funciones mencionadas anteriormente y también demuestra el uso de una hoja de cálculo para resolver los problemas de ejemplo en este capítulo. También en el sitio web complementario para este libro está el software STATS. Este software puede leer un archivo de texto de datos y calcular las estadísticas demostradas en este capítulo. Además, STATS histogramará los datos utilizando un número especificado por el usuario de intervalos de clase. El archivo de ayuda que acompaña a este software describe el formato de archivo de los datos y el uso del software. Para aquellos que tengan el software Mathcad® versión 14.0 o superior, hay disponible un libro electrónico adjunto en el sitio web complementario. Este libro electrónico se encuentra en el archivo Mathcad files.zip en el sitio web complementario. Si este libro se descomprime en el subdirectorio Mathcad handbook., el libro electrónico estará disponible en el sistema de ayuda de Mathcad. También se puede acceder a este libro electrónico seleccionando el archivo elemsurv.hbk en el directorio

de Windows y tiene una hoja de trabajo que muestra los ejemplos presentados en este capítulo. Para aquellos que tengan Mathcad versión 14.0 o superior, hay disponible un conjunto de archivos de lenguaje de marcado de hipertexto (html) del libro electrónico en el sitio web complementario. Se puede acceder a estos archivos abriendo el archivo index.html en su navegador.

PROBLEMAS

Los asteriscos (•) indican problemas que tienen respuestas parciales dadas en el Apéndice G.

3.1 Explique la diferencia entre mediciones directas e indirectas en topografía. Dé dos ejemplos de cada una.

3.2 Defina el término error sistemático y dé dos ejemplos topográficos de un error sistemático.

3.3 Defina el término error aleatorio y dé dos ejemplos topográficos de un error aleatorio.

3.4 Explique la diferencia entre exactitud y precisión.

3.5 Discuta qué se entiende por precisión de una observación.

Se observa una distancia AB repetidamente utilizando el mismo equipo y procedimientos, y los resultados, en metros, se enumeran en los problemas 3.6 a 3.10. Calcule

(a) la longitud más probable de la línea,

(b) la desviación estándar y

(c) la desviación estándar de la media para cada conjunto de resultados.

3.6* 65,401; 65,400; 65,402; 65,396; 65,406; 65,401; 65,396; 65,401; 65.405 y 65,404

3.7 Igual que el Problema 3.6. pero descarta una observación. 65,396.

3.8 Igual que el Problema 3.6. pero descarta dos observaciones. 65,396 y 65,406.

3.9 Igual que el Problema 3.6. pero incluye dos observaciones adicionales. 65,398 y 65,408.

3.10 Igual que el Problema 3.6. pero incluye tres observaciones adicionales. 65,398; 65,408 y 65,406.

En los Problemas 3.11 a 3.14. determina el rango dentro del cual las observaciones deberían caer

(a) 90% del tiempo y

(b) 95% del tiempo.

Enlista el porcentaje de valores que realmente caen dentro de estos rangos.

3.11* Para los datos del Problema 3.6.

3.12 Para los datos del Problema 3.7.

3.13 Para los datos del Problema 3.8.

3.14 Para los datos del Problema 3.9.

En los Problemas 3.15 a 3.17, se observa un ángulo repetidamente utilizando el mismo equipo y procedimientos. Calcule

(a) el valor más probable del ángulo,

(b) la desviación estándar y

(c) la desviación estándar de la media.

3.15* 23°30'00", 23°29'40", 23°30'15” y 23°29'50”

3.16 Igual que el Problema 3.15, pero con tres observaciones adicionales. 23°29'55”; 23°30’05” y 23°30'20”.

3.17 Igual que el problema 3.16, pero con dos observaciones adicionales. 23°30’05” y 23°29'55".

3.18* Un grupo de campo es capaz de hacer observaciones de cinta con una desviación estándar de ±0,010 pies por cada 100 pies de longitud de cinta.

¿Qué desviación estándar se esperaría en una distancia de 200 pies medida por este grupo?

3.19 Repita el problema 3.18, excepto que la desviación estándar por cada 30 m de longitud de cinta es ±0,003 m y se mide una distancia de 120 m.

¿Cuál es el error esperado del 95 % en 120 m?

3.20 Una distancia de 200 pies debe medirse de manera que se asegure una desviación estándar menor que ±0,04 pies.

¿Cuál debe ser la desviación estándar por cada 100 pies de longitud de cinta para lograr la precisión deseada?

3.21 Se ejecutaron líneas de niveles que requirieron n configuraciones de instrumentos. Si la lectura de la mira para cada punto de referencia y punto de vista tiene una desviación estándar σ.

¿Cuál es ¿Cuál es la desviación estándar en cada una de las siguientes líneas de nivel?

(a) n = 26, σ = ±0,010 pies
(b) n = 36, σ = ±3 mm

3.22 Se observó una línea AC en 2 secciones AB y BC, con longitudes y desviaciones estándar que se enumeran a continuación. ¿Cuál es la longitud total AC y su desviación estándar?

*(a) AH = 60,00 ± 0,015 pies; BC = 86,13 ± 0,018 pies

(b) AB = 60,000 ± 0,008 m; 35,413 ± 0,005 m

3.23 Se observa la línea AD en tres secciones. AB, BC y CD, con longitudes y desviaciones estándar que se enumeran a continuación.

¿Cuál es la longitud total AD y su desviación estándar?

(a) AB = 572,12 ± 0,02 pies: BC = 1074,38 ± 0,03 pies: CD = 1542,78 ± 0,05 pies

(b) AB = 932,965 ± 0,009 m; BC = 945,030 m ± 0,010 m: CD = 652,250 m ± 0,008 m

3.24 Se observó una distancia AB cuatro veces como 236,39; 236,40; 236,36 y 236,38 pies. El observador asignó a las observaciones pesos de 2, 1, 3 y 2, respectivamente.

*(a) Calcule la media ponderada para la distancia AB.

(b) ¿Qué diferencia resulta si un juicio posterior revisa los pesos a 2,1,2 y 3, respectivamente?

3.25 Determine la media ponderada para los siguientes ángulos:

(a) 89°42'45” , wt 2; 89°42’42”, wt 1; 89°42'44”, wt 3

(b) 36°58'32" ± 3"; 36°58'28,” ± 2"; 36°58'26" ± 3"; 36°58'30,” ± 1”

3.26 Las especificaciones para observar ángulos de un polígono de n lados limitan el error angular total a E.

¿Con qué precisión debe observarse cada ángulo para los siguientes valores de n y E?

(a) n = 10, E = 8"

(b) n = 6, E = 14"

3.27 ¿Cuál es el área de un campo rectangular y su error estimado para los siguientes valores registrados:

*(a) 243,89 ± 0,05 pies por 208,65 ± 0,04 pies

(b) 725,33 ± 0,08 pies por 664,21 ± 0,06 pies

(c) 128,526 ± 0,005 m por 180,403 ± 0,007 m

3.28 Ajuste los ángulos del triángulo ABC para los siguientes valores angulares y pesos:

*(a) A = 49°24'22”, peso 2; B = 39°02’16", peso 1; C = 91°33’00”, peso 3

(b) A = 80°14'04*, peso 2; B = 38°37’47”, peso 1; C = 61°07'58"; peso 3

3.29 Determine los pesos relativos y realice un ajuste ponderado (al segundo más cercano) para los ángulos A, B y C de un triángulo plano, dadas las siguientes cuatro observaciones para cada ángulo:

Ángulo *A*	Ángulo *B*	Ángulo *C*
38°47′58″	71°22′26″	69°50′04″
38°47′44″	71°22′22″	69°50′16″
38°48′12″	71°22′12″	69°50′30″
38°48′02″	71°22′12″	69°50′10″

3.30 Se trazó una línea de niveles desde los puntos de referencia A hasta B, B hasta C y C hasta D. Las diferencias de elevación obtenidas entre los puntos de referencia, con sus desviaciones estándar, se enumeran a continuación.

¿Cuál es la diferencia de elevación desde el punto de referencia A hasta el D y la desviación estándar de esa diferencia de elevación?

(a) BM *A* a BM B = +34,65 ± 0,10 pies; BM *B* a B.V1 C = -48,23 ± 0,08 pies; y

BM *C* a BM *D* = -54,90 ± 0,09 pies

(b) BM *A* a BM B = +27,823 ± 0,015 m; BM *B* a BM C = +15,620 ± 0,008 m;

y BM *C* a BM *D* = +33,210 ± 0,011 m

(c) BM *A* a BM *B* = -32,688 ± 0,015 m; BM *B* a BM *C* = +5,349 ± 0,022 m;

y BM *C* a BM *D* = -15,608 ± 0,006 m

3.31 Cree un programa computacional que resuelva el Problema 3.9.

3.32 Cree un programa computacional que resuelva el Problema 3.17.

3.33 Cree un programa computacional que resuelva el Problema 3.29.

BIBLIOGRAPHY

Alder, K. 2002. *The Measure of All Things—The Seven-Year Odyssey and Hidden Error that Transformed the World*. New York: The Free Press.

Bell, J. 2001. "Hands On: TDS for Windows CE On the Ranger." *Professional Surveyor* 21 (No. 1): 33.

Buckner, R. B. 1997. "The Nature of Measurements: Part I—The Inexactness of Measurement—Counting vs. Measuring." *Professional Surveyor* 17 (No. 2).

_____. 1997. "The Nature of Measurements: Part II—Mistakes and Errors." *Professional Surveyor* 17 (No. 3).

_____. 1997. "The Nature of Measurements: Part III—Dealing With Errors." *Professional Surveyor* 17 (No. 4).

_____. 1997. "The Nature of Measurements: Part IV—Precision and Accuracy." *Professional Surveyor* 17 (No. 5).

_____. 1997. "The Nature of Measurements: Part V—On Property Corners and Measurement Science." *Professional Surveyor* 17 (No. 6).

_____. 1997. "The Nature of Measurement: Part 6—Level of Certainty." *Professional Surveyor* 17 (No. 8).

_____. 1998. "The Nature of Measurements: Part 7—Significant Figures in Measurements." *Professional Surveyor* 18 (No. 2).

_____. 1998. "The Nature of Measurements: Part 8—Basic Statistical Analysis of Random Errors." *Professional Surveyor* 18 (No. 3).

Cummock, M. and G. Wagstaff. 1999. "Part 1: Measurements—A Roll of the Dice." *Point of Beginning* 24 (No. 6): 34.

Foster. R. 2003. "Uncertainty about Positional Uncertainty." *Point of Beginning* 28 (No. 11): 40.

Ghilani, C. D. and P. R. Wolf. 2010. *Adjustment Computations: Spatial Data Analysis*. New York: Wiley.

Ghilani, C. D. 2003. "Statistics and Adjustments Explained Part 1: Basic Concepts." *Surveying and Land Information Science* 63 (No. 2): 62.

_____. 2003. "Statistics and Adjustments Explained Part 2: Sample Sets and Reliability." *Surveying and Land Information Science* 63 (No. 3): 141.

Uotila, U. A. 2006. "Useful Statistics for Land Surveyors." *Surveying and Land Information Science* 66 (No. 1): 7.

PARTE 1 NIVELACIÓN—TEORÍA Y MÉTODOS

■ 4.1 INTRODUCCIÓN

Nivelación es el término general aplicado a cualquiera de los diversos procesos por los cuales se determinan las elevaciones de puntos o diferencias en elevación. Es una operación vital en la producción de datos necesarios para mapeo, diseño de ingeniería y construcción. Los resultados de nivelación se utilizan para (1) diseñar carreteras, ferrocarriles, canales, alcantarillas, sistemas de suministro de agua y otras instalaciones que tengan líneas de nivel que se ajusten mejor a la topografía existente; (2) trazar proyectos de construcción de acuerdo con las elevaciones planeadas; (3) calcular volúmenes de movimiento de tierras y otros materiales; (4) investigar las características de drenaje de un área; (5) desarrollar mapas que muestren configuraciones generales del terreno; y (6) estudiar el hundimiento de la tierra y el movimiento de la corteza.

■ 4.2 DEFINICIONES

Los términos básicos en nivelación se definen en esta sección, algunos de los cuales se ilustran en la Figura 4.1.

Línea vertical. Una línea que sigue la dirección local de la gravedad como lo indica una plomada.

Superficie nivelada. Una superficie curva que en cada punto es perpendicular a la plomada local (la dirección en la que actúa la gravedad). Las superficies niveladas tienen una forma aproximadamente esferoidal. Un cuerpo de agua quieta es el ejemplo más cercano de una superficie nivelada. Dentro de áreas locales, las superficies niveladas en diferentes

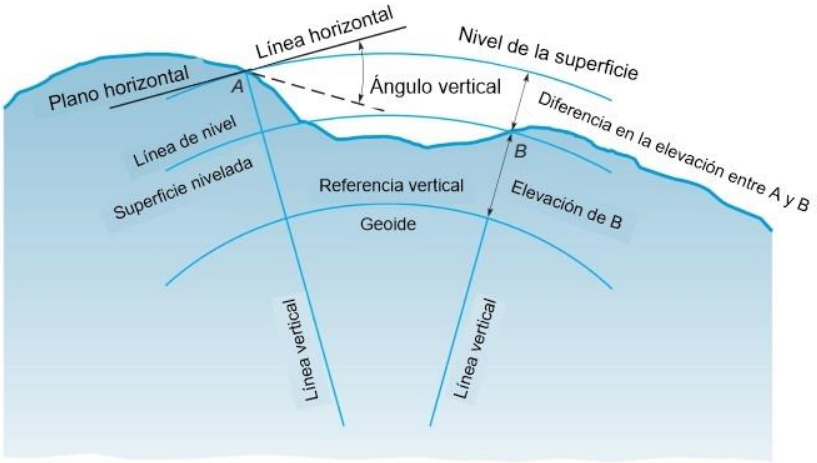


Figura 4.1
Términos de nivelación

alturas se consideran concéntricas.1 Las superficies de nivel también se conocen como superficies equipotenciales ya que, para una superficie particular, el potencial de gravedad es igual en cada punto de la superficie.

Línea de nivel. Una línea en una superficie de nivel, por lo tanto, una línea curva.

Plano horizontal. Un plano perpendicular a la dirección local de la gravedad. En topografía plana, es un plano perpendicular a la línea vertical local.

Línea horizontal. Una línea en un plano horizontal. En topografía plana, es una línea perpendicular a la vertical local.

Datum vertical (Referencia vertical). Cualquier superficie de nivel a la que se hacen referencia las elevaciones. Esta es la superficie a la que se le asigna arbitrariamente una elevación de cero (ver Sección 19.6). Esta superficie de nivel también se conoce como datum de referencia ya que los puntos que utilizan este datum tienen alturas relativas a esta superficie.

Elevación. La distancia medida a lo largo de una línea vertical desde un datum vertical hasta un punto u objeto. Si la elevación del punto A es 802,46 pies, A está 802,46 pies por encima del datum de referencia. La elevación de un punto también se denomina su altura sobre el datum.

Geoide. Una superficie de nivel particular que sirve como datum para todas las elevaciones y observaciones astronómicas.

Nivel medio del mar (MSL). La altura promedio de la superficie de los mares para todas las etapas de marea durante un período de 19 años según lo definido por el Datum Vertical Geodético Nacional de 1929, descrito con más detalle en la Sección 4.3. Se derivó de lecturas, generalmente tomadas a intervalos de una hora, en 26 estaciones de medición a lo largo de los océanos Atlántico y Pacífico y el Golfo de México. La elevación del mar difiere de una estación a otra dependiendo de las influencias locales de la marea; por ejemplo, en dos puntos separados por 0,5 millas en lados opuestos de una isla en los Cayos de Florida, varía en 0,3 pies. El nivel medio del mar fue aceptado como el datum vertical para Norte América por muchos años. Sin embargo, el datum de hoy usa un punto de referencia único como referencia (ver Sección 4.3).

1 Debido al aplanamiento de la tierra en la dirección polar, las superficies niveladas a diferentes elevaciones y diferentes latitudes no son verdaderamente concéntricas. Este tema se analiza con más detalle en el Capítulo 19.

Datum de marea. Datum vertical utilizado en áreas costeras para establecer límites de propiedad de tierras que bordean aguas sujetas a mareas. Un datum de marea también proporciona la base para ubicar derechos de pesca y perforación petrolera en aguas mareales, y los límites de pantanos y tierras desbordadas. Se han utilizado varias definiciones en diferentes áreas para un datum de marea, pero la más comúnmente empleada es la línea de pleamar media (MHW). Otras que se aplican incluyen pleamar media más alta (MHHW), bajamar media (MLW) y bajamar media más baja (MLLW). Las interpretaciones de un datum de marea, y los métodos por los cuales se determinan, han sido, y continúan siendo, objeto de numerosos casos judiciales.

Punto de referencia (BM). Un objeto relativamente permanente, natural o artificial, que tiene un punto marcado cuya elevación por encima o por debajo de un datum de referencia es conocida o supuesta. Ejemplos comunes son discos de metal colocados en concreto (ver Figura 20.8), marcas de referencia cinceladas en rocas grandes, partes inamovibles de hidrantes, bordillos, etc.

Nivelación. El proceso de encontrar elevaciones de puntos o sus diferencias de elevación.

*Control vertica*l. Una serie de puntos de referencia u otros puntos de elevación conocida establecidos a lo largo de un área, también denominado control básico o control de nivel. El control vertical básico para los Estados Unidos se derivó de la nivelación de primer y segundo orden. La nivelación de tercer orden menos precisa se ha utilizado para llenar espacios entre los puntos de referencia de segundo orden, así como para muchos otros proyectos específicos (ver Sección 19.10). Las elevaciones de los puntos de referencia, que son parte del Sistema Nacional de Referencia Espacial, se pueden obtener en línea del Servicio Geodésico Nacional en http://www.ngs.noaa.gov. Las hojas de datos para el control vertical proporcionan (1) las coordenadas geodésicas aproximadas de la estación, (2) la elevación NAVD88 ajustada, (3) la lectura de gravedad observada o modelada en la estación y (4) una descripción de la estación y su

ubicación, entre otras cosas. Existen complementos de software para un navegador de Internet que trazarán estos puntos en Google Earth para ayudar en la ubicación de los monumentos en el campo.

■ 4.3 DATUM VERTICAL NORTEAMERICANO

Las operaciones de nivelación precisas para establecer un sistema distribuido de puntos de referencia a lo largo de los Estados Unidos comenzaron en la década de 1850. Este trabajo se concentró inicialmente a lo largo de la costa este, pero en 1887 el Servicio Geodésico y Costero de los Estados Unidos (USC&GS) comenzó su primera nivelación transcontinental a lo largo de la sección media del país. Ese proyecto se completó a principios de la década de 1900. Para 1929, se habían establecido miles de puntos de referencia. En ese año, el USC&GS comenzó un ajuste general de mínimos cuadrados de toda la nivelación completada en los Estados Unidos y Canadá. El ajuste involucró más de 100.000 km de nivelación e incorporó datos de largo plazo de las 26 estaciones de medición de mareas; por lo tanto, estaba relacionado con el nivel medio del mar. De hecho, esa red de puntos de referencia con sus elevaciones ajustadas resultantes definieron el datum del nivel medio del mar. Se denominó Datum Geodético Vertical Nacional de 1929 (NGVD29).

A lo largo de los años posteriores a 1929, el NGVD29 se deterioró un poco debido a diversas causas, entre ellas los cambios en el nivel del mar y el desplazamiento de la corteza terrestre. Además, se completaron más de 625.000 km de nivelación adicional. Para tener en cuenta estos cambios e incorporar la nivelación adicional, el Servicio Geodésico Nacional (NGS) realizó un nuevo reajuste general. El trabajo de este ajuste, que incluyó más de 1,3 millones de diferencias de elevación observadas, comenzó en 1978. Aunque no se terminó hasta 1991, su fecha de finalización prevista era 1988, por lo que se le ha denominado Datum Vertical de América del Norte de 1988 (NAVD88). Además de Estados Unidos y Canadá, México también se incluyó en este reajuste general. Este ajuste cambió la posición de la superficie de referencia de la media de las 26 estaciones de mareógrafos a un único punto de referencia de mareógrafos conocido como Father Point, que se encuentra en Rimouski, Quebec, Canadá, cerca de la desembocadura de la vía marítima del San Lorenzo. Por lo tanto, las elevaciones en NAVD88 ya no se refieren al nivel medio del mar. Las elevaciones de referencia que se definieron mediante el datum NGVD29 han cambiado en cantidades relativamente pequeñas, pero significativas, en la mitad oriental de los Estados Unidos continental (véase la Figura 20.7). Sin embargo, los cambios son mucho mayores en la parte occidental del país y alcanzan los 1,5 m en la región de las Montañas Rocosas. Por lo tanto, es imperativo que los topógrafos identifiquen positivamente el datum al que se refieren sus elevaciones. Los listados de las nuevas elevaciones están disponibles en el NGS. 2

■ 4.4 CURVATURA Y REFRACCIÓN

A partir de las definiciones de una superficie nivelada y una línea horizontal, es evidente que el plano horizontal se aleja de una superficie nivelada debido a la curvatura de la Tierra. En la Figura 4.2, la desviación DB de una línea horizontal que pasa por el punto A se expresa aproximadamente mediante las fórmulas

$$C_f = 0.667M^2 = 0.0239F^2 \qquad \textbf{(4.1a)}$$

Ó

$$C_m = 0.0785K^2 \qquad \textbf{(4.1b)}$$

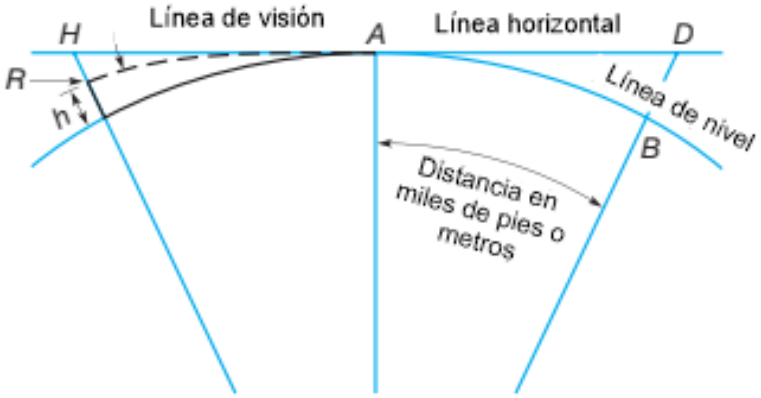


Figura 4.2

Curvatura y refracción

2 Las descripciones y elevaciones de los puntos de referencia según NAVD88 se pueden obtener del Centro Nacional de Información Geodética en su dirección de sitio web http://www.ngs.noaa.gov/datasheet.html. También se puede obtener información por correo electrónico en info_center@ngs.noaa.gov o escribiendo al Centro Nacional de Información Geodética. NOAA. National Geodetic Survey. 1315 East West Highway, Silver Spring. MD 20910: teléfono: (301) 713-3242.

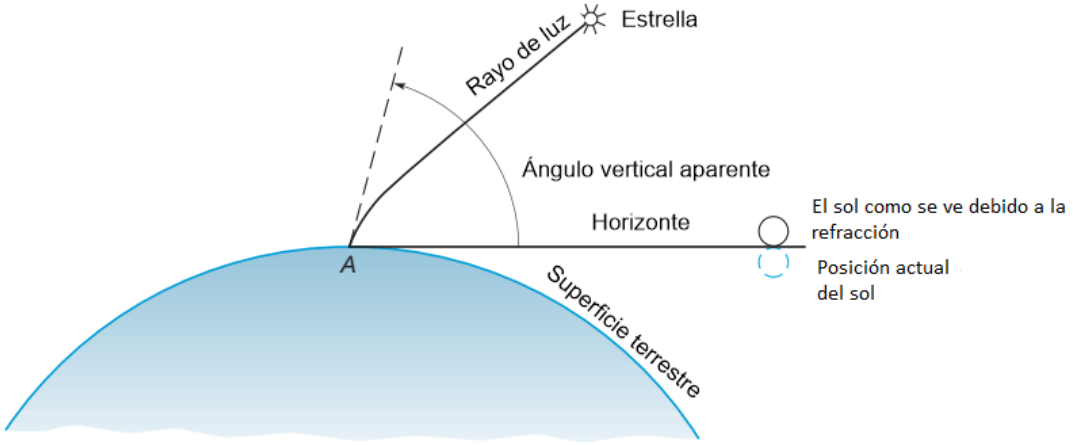


Figura 4.3
Refracción

donde la desviación de una superficie nivelada respecto de una línea horizontal es C_f en pies o C_m en metros, M es la distancia AB en millas, F la distancia en miles de pies y K la distancia en kilómetros. Como los puntos A y B están en una línea nivelada, tienen la misma elevación. Si se sostuviera una regla graduada verticalmente en B y se tomara una lectura en ella por medio de un telescopio con su línea de visión AD horizontal, la curvatura de la Tierra haría que la lectura fuera demasiado alta en la longitud BD. Los rayos de luz que pasan a través de la atmósfera de la Tierra se desvían o refractan hacia la superficie de la Tierra, como se muestra en la Figura 4.3. Por lo tanto, una línea de visión teóricamente horizontal, como AH en la Figura 4.2, se desvía a la forma curva AR. Por lo tanto, la lectura en una regla sostenida en R se reduce en la longitud RH. Los efectos de la refracción al hacer que los objetos parezcan más altos de lo que realmente son (y, por lo tanto, las lecturas de la regla sean demasiado pequeñas) se pueden recordar notando lo que sucede cuando el sol está en el horizonte, como en la Figura 4.3. En el momento en que el sol acaba de pasar por debajo del horizonte, se ve justo por encima del horizonte. El diámetro del sol, de aproximadamente 32 min, es aproximadamente igual a la refracción media en una mirada horizontal. Dado que la longitud de onda roja de la luz es la que se desvía más, no es raro ver un sol rojo en un cielo despejado al anochecer y al amanecer.

El desplazamiento resultante de la refracción es variable. Depende de las condiciones atmosféricas, la longitud de la línea y el ángulo que forma una línea de mira con la vertical. Para una mira horizontal, la refracción R_f en pies o R_m en metros se expresa aproximadamente mediante las fórmulas

$$R_f = 0.093\ M^2 = 0.0033\ F^2 \qquad \textbf{(4.2a)}$$

Ó

$$R_m = 0.011K^2 \qquad \textbf{(4.2b)}$$

Esto es aproximadamente una séptima parte del efecto de la curvatura de la Tierra, pero en la dirección opuesta.

El efecto combinado de curvatura y refracción, h en la Figura 4.2, es aproximadamente

$$h_f = 0.574\ M^2 = 0.0206\ F^2 \qquad \textbf{(4.3a)}$$

Ó

$$h_m = 0.0675\ K^2 \qquad \textbf{(4.3b)}$$

donde h_f está en pies y h_m está en metros. Para vistas de 100, 200 y 300 pies, h_f = 0,00021, 0,00082 y 0,0019 pies, respectivamente, ó 0,00068 m para una longitud de 100 m. Se explicará en la Sección 5.4 que, aunque los efectos combinados de la curvatura y la refracción producen lecturas de la mira que son ligeramente demasiado grandes, los procedimientos de campo adecuados en la nivelación diferencial pueden eliminar prácticamente el error debido a estas causas. Sin embargo, esto no es cierto para la nivelación trigonométrica (ver Sección 4.5.4) donde este error sistemático no compensado puede dar como resultado determinaciones de elevación erróneas. Esta es una de las varias razones por las que la nivelación trigonométrica nunca se ha utilizado en los estudios geodésicos.

■ 4.5 MÉTODOS PARA DETERMINAR DIFERENCIAS DE ELEVACIÓN

Las diferencias de elevación se han determinado tradicionalmente con cinta métrica, nivelación diferencial, nivelación barométrica e indirectamente con nivelación trigonométrica. Un método más nuevo implica medir distancias verticales electrónicamente. A continuación se presentan breves descripciones de estos métodos. Otras técnicas nuevas, descritas en los Capítulos 13, 14 y 15, utilizan sistemas satelitales. Las diferencias de elevación también se pueden determinar utilizando fotogrametría, como se analiza en el Capítulo 27.

4.5.1 MEDICIÓN DE DISTANCIAS VERTICALES CON CINTA MÉTRICA O MÉTODOS ELECTRÓNICOS

A veces es posible aplicar una cinta métrica a una línea vertical entre dos puntos. Este método se utiliza para medir profundidades de pozos de minas, para determinar elevaciones de pisos en estudios de condominios y en el diseño y construcción de edificios de varios pisos, tuberías, etc. Cuando se colocan líneas de agua o alcantarillado, una vara o poste graduado puede reemplazar la cinta métrica (ver Sección 23.4). En ciertas situaciones, especialmente en proyectos de construcción, los dispositivos de medición electrónica de distancias (EDM) sin reflector (consulte la Sección 6.22) están reemplazando a la cinta para medir distancias verticales en los sitios de construcción. Este concepto se ilustra en las Figuras 4.4 y 24.4.

Figura 4.4
Los reflectores EDM se utilizan para medir diferencias de elevación en aplicaciones de construcción. (Reimpreso con autorización de Leica Geosystems, Inc.)

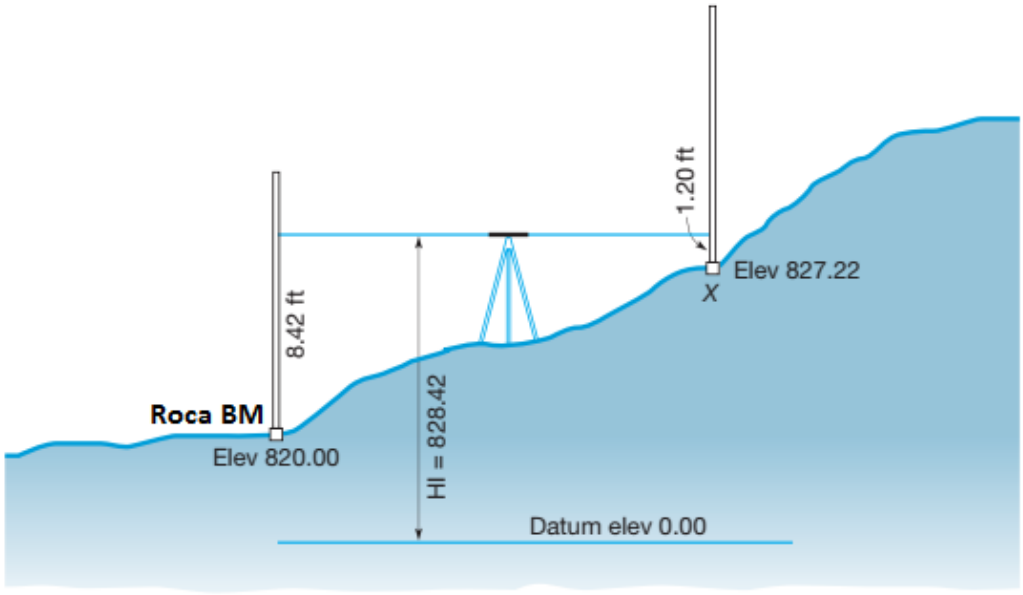


Figura 4.5
Nivelación diferencial.

4.5.2 NIVELACIÓN DIFERENCIAL

Es este método, el más comúnmente empleado, se utiliza un telescopio con un aumento adecuado para leer varillas graduadas sostenidas en puntos fijos. Se establece una línea de visión horizontal dentro del telescopio por medio de un nivel de burbuja o un compensador automático. El procedimiento básico se ilustra en la Figura 4.5. Se coloca un instrumento aproximadamente a mitad de camino entre Roca BM y el punto X. *3* Supongamos que se sabe que la elevación de Roca BM es de 820,00 pies. Después de nivelar el instrumento, una mira positiva tomada en una varilla sostenida en el BM da una lectura de 8,42 pies. Una mira positiva (+S), también llamada mira hacia atrás (BS), es la lectura en una varilla sostenida en un punto de elevación conocida o supuesta. Esta lectura se utiliza para calcular la altura del instrumento (**HI**), definida como la distancia vertical desde el punto de referencia hasta la línea de visión del instrumento. La dirección de la mira, ya sea hacia adelante, hacia atrás o hacia los lados, no es importante. El término mira positiva es preferible a la mira hacia atrás, pero se utilizan ambos. Si se suma el punto de mira positivo de 8,42 pies a la elevación de Roca BM, 820,00, se obtiene una altura de elevación de 828,42 pies. Si luego se gira el telescopio para poner en el campo de visión una mira sostenida en el punto X, se obtiene una mira negativa (—S), también llamada mira hacia delante (FS). En este ejemplo, es de 1,20 pies. Una mira negativa se define como la lectura de la mira en un punto cuya elevación se desea. El término mira negativa es preferible a mira hacia delante. Si se resta el punto de mira negativo, 1,20 pies, de la altura de elevación, 828,42, se obtiene una elevación del punto X de 827,22 pies. La teoría y las aplicaciones de nivelación diferencial se pueden expresar mediante dos ecuaciones, que se repiten una y otra vez.

$$HI = elev + BS \quad (4.4)$$

Y

$$elev = HI - FS \quad (4.5)$$

3 Como se señaló en la Sección 4.4, la combinación de la curvatura de la Tierra y la refracción atmosférica hace que las lecturas de la mira sean demasiado grandes. Sin embargo, para cualquier configuración, si las longitudes de la mira hacia atrás y hacia adelante se igualan (lo que se logra con la configuración del punto medio), se elimina el error de estas fuentes, como se describe en la Sección 5.4.

Dado que la nivelación diferencial es, con mucho, el método más comúnmente utilizado para determinar las diferencias de elevación, se analizará en detalle en el Capítulo 5. 4.5.3

NIVELACIÓN BAROMÉTRICA

El barómetro, un instrumento que mide la presión del aire, se puede utilizar para encontrar elevaciones relativas de puntos en la superficie de la Tierra, ya que un cambio de aproximadamente 1000 pies en la elevación corresponderá a un cambio de aproximadamente 1 pulgada de mercurio (Hg) en la presión atmosférica. La Figura 4.6 muestra un altímetro topográfico. La calibración de la escala en diferentes modelos es en múltiplos de 1 o 2 pies, 0,5 o 1 m. Las presiones del aire se ven afectadas por circunstancias distintas a la diferencia de elevación, como cambios repentinos de temperatura y condiciones climáticas cambiantes debido a tormentas. Además, durante cada día ocurre una variación normal en la presión barométrica que asciende a quizás una diferencia de elevación de 100 pies. Esta variación se conoce como rango diurno.

En la nivelación barométrica, se pueden utilizar varias técnicas para obtener diferencias de elevación correctas a pesar de los cambios de presión que resultan de las variaciones climáticas. En una de ellas, un barómetro de control permanece en un punto de referencia (base) mientras se lleva un instrumento móvil a los puntos cuyas elevaciones se desean. Se toman lecturas en la base a intervalos de tiempo establecidos, quizás cada 10 minutos, y se registran las elevaciones junto con la temperatura y la hora. Elevación, temperatura y

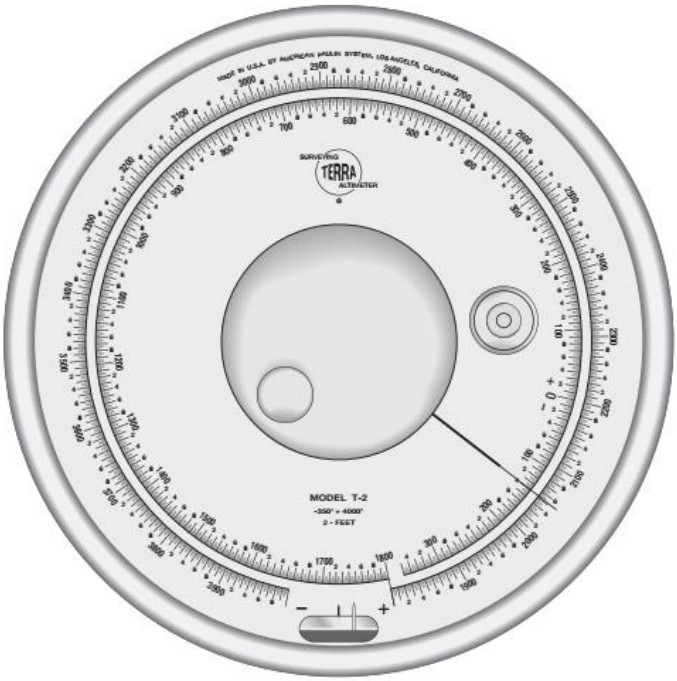


Figura 4.6
Altímetro topográfico. (Cortesía de American Paulin System.)

las lecturas de tiempo con el barómetro móvil se toman en puntos críticos y se ajustan posteriormente de acuerdo con los cambios observados en el punto de control. Se han desarrollado métodos para realizar estudios de campo

utilizando un barómetro en los que se pueden utilizar una, dos o tres bases. Otros métodos emplean técnicas de salto o semisalto. En condiciones climáticas estables y utilizando varios barómetros, es posible obtener elevaciones correctas con un margen de error de ±2 a 3 pies. Los barómetros se han utilizado en el pasado para trabajar en terrenos accidentados donde se tenían que cubrir áreas extensas pero no se requería un alto nivel de precisión. Sin embargo, hoy en día rara vez se utilizan, ya que han dado paso a otros equipos más modernos y precisos.

4.5.4 NIVELACIÓN TRIGONOMÉTRICA

La diferencia de elevación entre dos puntos se puede determinar midiendo (1) la distancia inclinada u horizontal entre ellos y (2) el ángulo cenital o el ángulo de altitud de un punto a otro. (Los ángulos cenital y de altitud, descritos con más detalle en la Sección 8.13, se miden en planos verticales. Los ángulos cenitales se observan hacia abajo desde la vertical, y los ángulos de altitud se observan hacia arriba o hacia abajo desde la horizontal). Por lo tanto, en la Figura 4.7, si se observa la distancia de pendiente S y el ángulo cenital z o el ángulo de altitud a entre C y D, entonces V, la diferencia de elevación entre C y D, es

$$V = S \cos z \qquad (4.6)$$

Ó

$$V = S \sin \alpha \qquad (4.7)$$

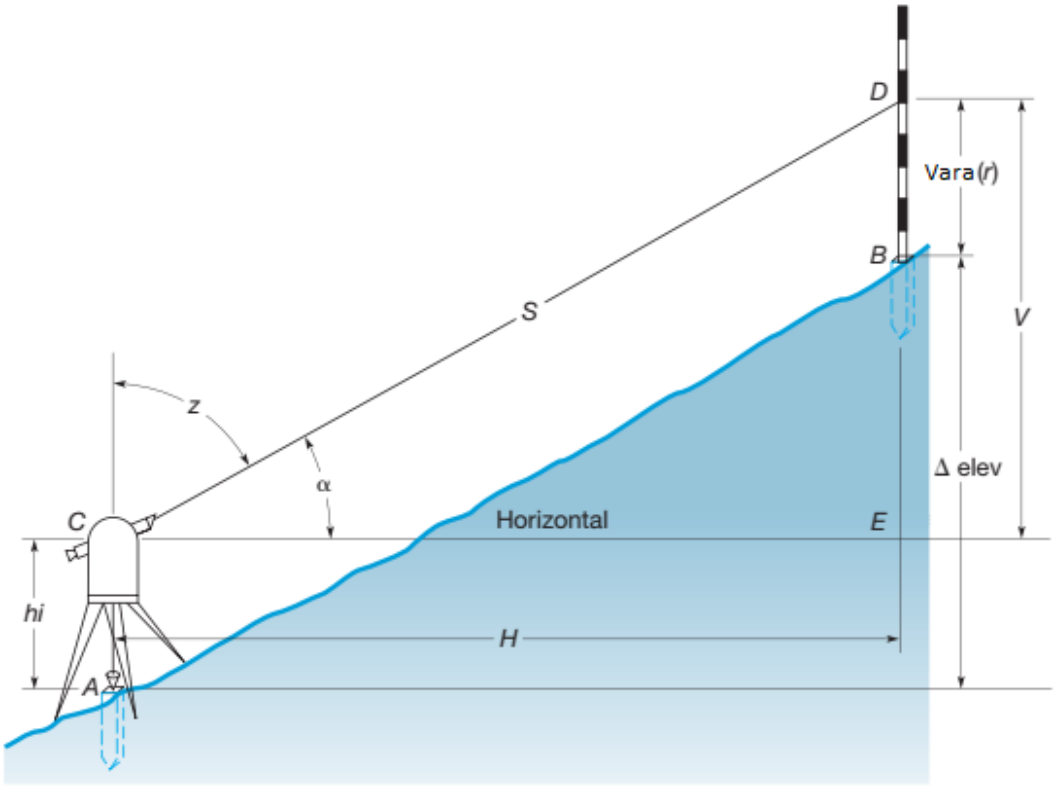


Figura 4.7
Nivelación trigonométrica: líneas cortas.

Alternativamente, si se mide la distancia horizontal H entre C y D, entonces V es

$$V = H \cot z \qquad (4.8)$$

Ó

$$V = H \tan \alpha \qquad (4.9)$$

La diferencia de elevación (△elev) entre los puntos A y B en la Figura 4.7 viene dada por

$$\Delta\text{elev} = hi + V - r \qquad \textbf{(4.10)}$$

donde hi es la altura del instrumento sobre el punto A y r la lectura en la mira colocada en B cuando se lee el ángulo cenital z o el ángulo de altitud α. Si r se hace igual a hi, entonces estos dos valores se cancelan en la ecuación (4.10) y simplifican los cálculos. Nótese la distinción en este texto entre HI y hi. Aunque ambos se denominan altura del instrumento, el término HI es la elevación del instrumento sobre el punto de referencia, como se describe en la Sección 4.5.2, mientras que hi es la altura del instrumento sobre un punto ocupado, como se analiza aquí. Para líneas cortas (hasta aproximadamente 1000 pies de longitud) las diferencias de elevación obtenidas en la nivelación trigonométrica se representan adecuadamente en la Figura 4.7 y se calculan correctamente utilizando las Ecuaciones (4.6) a (4.10). Sin embargo, para líneas más largas, la curvatura y la refracción de la Tierra se convierten en factores que deben considerarse. Figura 4.8

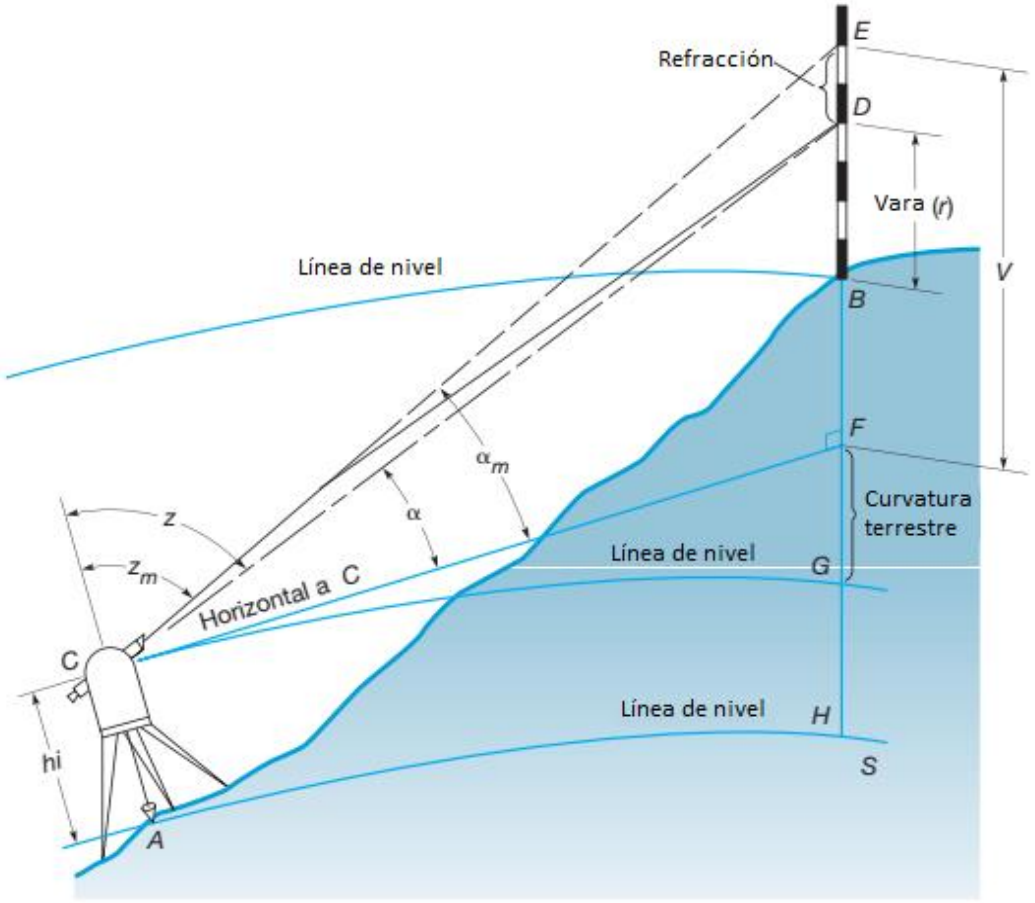


Figura 4.8
Nivelación trigonométrica: Líneas largas

La figura 4.1 ilustra la situación. Aquí se coloca un instrumento en C sobre el punto A. Se hace una puntería D sobre una vara sostenida en el punto B y se observa el ángulo cenital z_m, o ángulo de altitud α_m. La diferencia real de elevación (Δelev) entre A y B es la distancia vertical HB entre las líneas de nivel que pasan por A y B, que es igual a HG + GF + V — ED — r. Como HG es la altura del instrumento hi, GF es la curvatura terrestre C [ver Ecuaciones (4.1)] y ED es la refracción R [ver Ecuaciones (4.2)], la diferencia de elevación se puede escribir como

$$\Delta\text{elev} = hi + V + h_{CR} - r \qquad \textbf{(4.11)}$$

El valor de V en la ecuación (4.11) se obtiene utilizando una de las ecuaciones (4.6) a (4.9), dependiendo de las cantidades observadas. Nuevamente, si r se hace igual a hi, estos valores se cancelan. Además, el término h_{CR} se da por las ecuaciones (4.3). Por lo tanto, excepto por la adición de la corrección de curvatura y refracción, las miras largas y cortas pueden tratarse de la misma manera en los cálculos de nivelación trigonométrica. Tenga en cuenta que al desarrollar la ecuación (4.11), se supuso que el ángulo F en el triángulo CFE era de 90°. Por supuesto, como las líneas

se vuelven extremadamente largas, esta suposición no se cumple. Sin embargo, para longitudes dentro de un rango práctico, los errores causados por esta suposición son insignificantes. El hi utilizado en la ecuación (4.11) se puede obtener simplemente observando la distancia vertical desde el punto ocupado hasta el eje horizontal del instrumento (eje sobre el cual gira el telescopio) utilizando una regla o varilla graduada. Se puede utilizar un método alternativo para determinar la elevación de un punto que produce resultados precisos y no requiere la medición de la hi. En este procedimiento, que es especialmente conveniente si se utiliza un instrumento de estación total, el instrumento se coloca en una ubicación donde esté aproximadamente equidistante de un punto de elevación conocida (punto de referencia) y de aquel cuya elevación se va a determinar. La distancia de pendiente y el ángulo cenital (o vertical) se miden hasta cada punto. Debido a que las distancias desde los dos puntos son aproximadamente iguales, los errores de curvatura y refracción se cancelan. Además, dado que la misma configuración del instrumento se aplica a ambas lecturas, los valores de hi se cancelan, y si se observa la misma lectura de la mira r al hacer ambas lecturas de ángulos, se cancelan. Por lo tanto, la elevación del punto desconocido es simplemente la elevación de referencia, menos V calculada para la referencia, más V calculada para el punto desconocido, donde los valores de V se obtienen utilizando la ecuación (4.6) o (4.7).

■ EJEMPLO 4.1

La distancia de pendiente y el ángulo cenital entre los puntos A y B se observaron con un instrumento de estación total como 9585,26 pies y 81°42'20", respectivamente. La lectura de hi y de la mira r fueron iguales. Si la elevación de A es 1238,42 pies, calcule la elevación de B.

SOLUCIÓN

Por la ecuación (4.3a), la corrección de curvatura y refracción es

$$h_f = 0{,}0206\left(\frac{9585{,}26 \sin 81°42'20''}{1000}\right)^2 = 1{,}85 \text{ pies}$$

(En teoría, la distancia horizontal se debería utilizar para calcular la curvatura y la refracción. En la práctica, multiplicar la distancia de la pendiente por el seno del ángulo cenital la aproxima).

Por las ecuaciones (4.6) y (4.11), la diferencia de elevación es (nótese que hi y r se cancelan)

$$V = 9585{,}26 \cos 81°42'20'' = 1382{,}77 \text{ pies}$$
$$\Delta\text{elev} = 1382{,}77 + 1{,}85 = 1384{,}62 \text{ pies}$$

Finalmente, la elevación de B es

$$\text{elev}_B = 1238{,}42 + 1384{,}62 = 2623{,}04 \text{ pies}$$

Nótese que si se hubieran ignorado la curvatura y la refracción, se habría obtenido un error de 1,85 pies en la elevación para B en este cálculo. Aunque la ecuación (4.11) se derivó para una mira en pendiente, también es aplicable a miras en pendiente. En ese caso, el signo algebraico de V obtenido en las ecuaciones (4.6) a (4.9) será negativo, sin embargo, porque ∝ será negativo o z mayor que 90°. Para miras en pendiente, la curvatura y la refracción se suman a una V positiva para aumentar la diferencia de elevación. Para miras en pendiente, se suman nuevamente, pero a una V negativa, lo que disminuye la diferencia de elevación. Por lo tanto, si se leen los ángulos cenitales (o de altitud) "recíprocos" (observando simultáneamente los ángulos desde ambos extremos de una línea), y se calcula V para cada uno y se promedia, los efectos de la curvatura y la refracción se cancelan. Alternativamente, la corrección de la curvatura y la refracción se pueden ignorar por completo si se realiza un cálculo de V utilizando el promedio de los ángulos recíprocos. Esto supone que las condiciones atmosféricas permanecen constantes, de modo que la refracción es igual para ambos ángulos. Por lo tanto, se deben observar en un período de tiempo lo más corto posible. Este método es preferible a leer el ángulo cenital (o de altitud) desde un extremo de la línea y corregir la curvatura y la refracción, como en el Ejemplo 4.1. La razón es que las Ecuaciones (4.3) suponen una atmósfera estándar, que puede no existir en realidad en el momento de las observaciones.

■ EJEMPLO 4.2

Para el Ejemplo 4.1, suponga que en B la distancia de pendiente se observó nuevamente como 9585,26 pies y el ángulo cenital se leyó como 98°19'06". La altura del instrumento y r fueron iguales. Calcule (a) la diferencia de elevación desde este extremo de la línea y (b) la diferencia de elevación utilizando la media de los ángulos recíprocos.

SOLUCIÓN

(a) Por la Ecuación (4.3a), h_f = 1,85 (lo mismo que para el Ejemplo 4.1). Por las Ecuaciones (4.6) y (4.11) (note que hi y r se cancelan).

$$\Delta\text{elev} = 9585{,}26 \cos 98°19'06'' + 1{,}85 = -1384{,}88 \text{ pies}$$

Obsérvese que esto difiere en 0,26 pies del valor del Ejemplo 4.1 (la vista desde B hacia A era cuesta abajo, de ahí el signo negativo). La diferencia de 0,26 pies probablemente se deba en parte a errores de observación y en parte a cambios de refracción que ocurrieron durante el intervalo de tiempo entre las observaciones del ángulo vertical. La diferencia de elevación promedio para las observaciones realizadas desde los dos extremos es de 1384,75 pies.

B) El promedio del ángulo cenital es:

$$\frac{81°42'20'' + (180° - 98°19'06'')}{2} = 81°41'37''$$

Por la ecuación (4.10),

$$\Delta\text{elev} = 9585{,}26 \cos 81°41'37'' = 1384{,}75 \text{ pies}$$

Tenga en cuenta que esto verifica el valor promedio obtenido utilizando la corrección de curvatura y refracción. Con la llegada de los instrumentos de estación total, la nivelación trigonométrica se ha convertido en un método cada vez más común para la observación rápida y conveniente de las diferencias de elevación porque las distancias de pendiente y los ángulos verticales se observan rápida y fácilmente desde una sola configuración. La nivelación trigonométrica se utiliza para el mapeo topográfico, el replanteo de construcción, los estudios de control y otras tareas. Es particularmente valiosa en terrenos accidentados. En la nivelación trigonométrica, las observaciones precisas del ángulo cenital (o de altitud) son fundamentales. Para un trabajo preciso, se recomienda un instrumento de estación total de 1" a 3" y los ángulos deben leerse directamente e invertidos desde ambos extremos de una línea. Además, los errores causados por incertidumbres en la refracción se mitigan si las longitudes de visión se limitan a aproximadamente 1000 pies.

PARTE II • EQUIPO PARA NIVELACIÓN DIFERENCIAL

■ 4.6 CATEGORÍAS DE NIVELES

Los instrumentos utilizados para nivelación diferencial se pueden clasificar en cuatro categorías: niveles volcadores, niveles basculantes, niveles automáticos y niveles digitales. Aunque cada uno difiere algo en diseño, todos tienen dos componentes comunes: (1) un telescopio para crear una línea de visión y permitir que se tome una lectura en una varilla graduada y (2) un sistema para orientar la línea de visión en un plano horizontal. Los niveles volcadores y basculantes utilizan viales de nivel para orientar sus líneas de visión, mientras que los niveles automáticos emplean compensadores automáticos. Los niveles digitales también emplean compensadores automáticos, pero utilizan varillas con código de barras para lecturas digitales automatizadas. Los niveles automáticos son el tipo más comúnmente empleado hoy en día, aunque los niveles basculantes aún se utilizan especialmente en proyectos que requieren un trabajo muy preciso. Los niveles digitales están ganando prominencia rápidamente. Estos tres tipos de niveles se describen en las secciones que siguen. Los niveles volcadores rara vez se utilizan hoy en día, habiendo sido reemplazados por otros tipos más nuevos. Se analizan en el Apéndice A. Los niveles de mano, aunque no se utilizan comúnmente para la nivelación diferencial, tienen muchos usos especiales donde se necesitan diferencias de elevación aproximadas en distancias cortas. También se analizan en este capítulo. Los instrumentos de estación total también

se pueden utilizar para la nivelación diferencial. Estos instrumentos y sus usos se describen en la Sección 8.18. Los niveles láser electrónicos que transmiten rayos de láser visible o luz infrarroja invisible son otra categoría de instrumentos de nivelación. No se utilizan comúnmente, se emplean en nivelación diferencial, pero se usan ampliamente para establecer elevaciones en proyectos de construcción. Se describen en el Capítulo 23.

■ 4.7 TELESCOPIOS

Los telescopios de los instrumentos de nivelación definen la línea de visión y amplían la visión de una varilla graduada contra un retículo de referencia, lo que permite obtener lecturas precisas. Los componentes de un telescopio están montados en un tubo cilíndrico. Sus cuatro componentes principales son la lente objetivo, la lente negativa, el retículo y el ocular. Dos de estas partes, la lente objetivo y el ocular, son externas al instrumento y se muestran en el nivel automático ilustrado en la Figura 4.9.

Lente Objetivo. Esta lente compuesta, montada de forma segura en el extremo del objeto del tubo, tiene su eje óptico razonablemente concéntrico con el eje del tubo. Su función principal es recoger los rayos de luz entrantes y dirigirlos hacia la lente de enfoque negativa.

Lente Negativa. La lente negativa está ubicada entre la lente objetivo y el retículo, y montada de modo que su eje óptico coincida con el de la lente objetivo. Su función es enfocar los rayos de luz que pasan a través de la lente objetivo sobre el plano del retículo. Durante el enfoque, la lente negativa se desliza hacia atrás y hacia adelante a lo largo del eje del tubo.

Retícula. La retícula consiste en un par de líneas de referencia perpendiculares (generalmente llamadas crucetas) montadas en el foco principal del sistema óptico objetivo. El punto de intersección de las crucetas, junto con el centro óptico del sistema objetivo, forma la llamada línea de visión, también llamada a veces línea de colimación. Las crucetas son líneas finas grabadas en una placa de vidrio redonda y delgada. La placa de vidrio se mantiene en su lugar en el tubo cilíndrico principal mediante dos pares de tornillos opuestos, que se ubican en ángulos rectos entre sí para facilitar el ajuste de la línea de visión. Se agregan comúnmente a las retículas dos líneas adicionales paralelas y equidistantes de las líneas primarias para fines especiales, como para nivelación de tres cables (ver Sección 5.8) y para estadímetros (ver Sección 5.4).

Figura 4.9
Partes de un nivel automático. (Cortesía de Leica Geosystems AG).

La retícula está montada dentro del tubo principal del telescopio con las líneas colocadas en una orientación horizontal-vertical.

Ocular. El ocular es un microscopio (generalmente con una ampliación de aproximadamente 25 a 45 aumentos) para ver la imagen. El enfoque es una función importante que se debe realizar al usar un telescopio. El proceso se rige por el principio fundamental de las lentes que se indica en la siguiente fórmula:

$$\frac{1}{f_1} + \frac{1}{f_2} = \frac{1}{f} \qquad (4.12)$$

donde f_1 es la distancia desde la lente hasta la imagen en el plano del retículo, f_2 la distancia desde la lente hasta el objeto y f la longitud focal de la lente. La longitud focal de cualquier lente es una función de los radios de las superficies esféricas del lente y del índice de refracción del vidrio del que está hecho. Es una constante para cualquier lente simple o compuesta en particular. Para enfocar para cada variable f_2, distancia f_1 debe cambiarse para mantener la igualdad de la ecuación (4.12).

Enfocar el telescopio de un nivel es un proceso de dos etapas. Primero se debe enfocar la lente ocular. Dado que la posición de la retícula en el tubo del telescopio permanece fija, la distancia entre ella y la lente ocular debe ajustarse para adaptarse al ojo de un observador individual. Esto se hace enfocando claramente las crucetas; es decir, haciendo que aparezcan lo más negras posible cuando se mira al cielo o a un objeto distante de color claro. Una vez que se ha logrado esto, no es necesario cambiar el ajuste para el mismo observador, independientemente de la longitud de la mira, a menos que el ojo se fatigue.

La segunda etapa del enfoque ocurre después de que se haya ajustado el ocular. Los objetos a diferentes distancias del telescopio se enfocan nítidamente en el plano de la cruz filar girando la perilla de enfoque. Esto mueve la lente de enfoque negativa para cambiar f_1 y crear la igualdad en la ecuación (4.12) para diferentes distancias f_2.

Después de enfocar, si la cruz filar parece viajar sobre el objeto avistado cuando el ojo se desplaza ligeramente en cualquier dirección, existe paralaje. La lente objetivo, el ocular o ambos deben reenfocarse para eliminar este efecto si se desea realizar un trabajo preciso.

■ 4.8 VIALES DE NIVEL

Los viales de nivel se utilizan para orientar muchos instrumentos topográficos diferentes con respecto a la dirección de la gravedad. Hay dos tipos básicos: el vial de tubo y la versión circular o llamada "ojo de buey". Los viales de tubo se utilizan en niveles basculantes (y también en los niveles más antiguos) para orientar con precisión la línea de visión horizontal antes de hacer lecturas de varilla. Los viales de ojo de buey también se utilizan en niveles basculantes y en niveles automáticos para una nivelación rápida y aproximada, después de la cual se produce la nivelación final precisa. Los principios de ambos tipos de viales son idénticos. Un nivel de tubo es un tubo de vidrio fabricado de modo que su superficie interior superior se ajuste con precisión a un arco de un radio determinado (consulte la Figura 4.10). El tubo está sellado en ambos extremos y, a excepción de una pequeña burbuja de aire, está lleno de un líquido sensible.

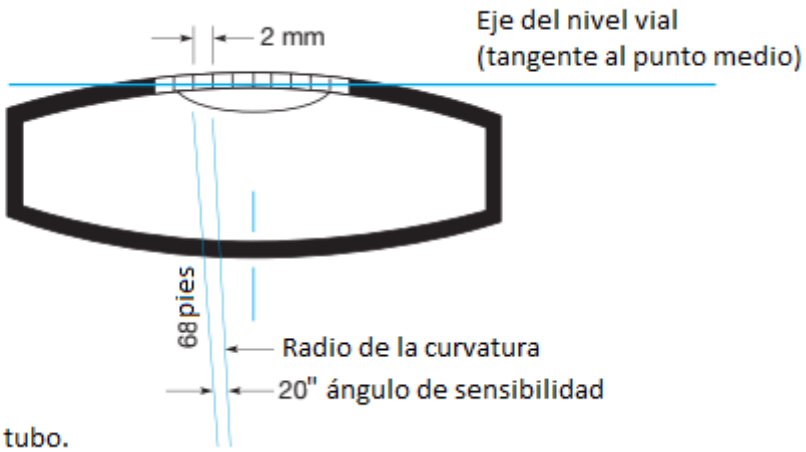


Figura 4.10
Vial de nivel tipo tubo.

El líquido debe ser anticongelante, de acción rápida y mantener una burbuja de longitud relativamente estable para variaciones normales de temperatura. Generalmente se utiliza alcohol sintético purificado. A medida que se inclina el tubo, la burbuja se mueve, siempre hasta el punto más alto del tubo porque el aire es más ligero que el líquido. Las

graduaciones uniformemente espaciadas grabadas en la superficie exterior del tubo, y separadas 2 mm entre sí, localizan la posición relativa de la burbuja. El eje del nivel de burbuja es una línea longitudinal imaginaria tangente a la superficie interior superior en su punto medio. Cuando la burbuja está centrada en su recorrido, el eje debe ser una línea horizontal, como en la Figura 4.10. Para un instrumento de nivelación que utiliza un nivel de burbuja, si está correctamente ajustado, su línea de visión es paralela al eje del nivel de burbuja. Por lo tanto, al centrar la burbuja, la línea de visión se vuelve horizontal. Su radio de curvatura, establecido en la fabricación, determina la sensibilidad de un nivel de burbuja; cuanto mayor sea el radio, más sensible será la burbuja. Una burbuja de alta sensibilidad, necesaria para un trabajo preciso, puede ser un inconveniente en estudios preliminares porque se requiere más tiempo para centrarla. Un nivel diseñado adecuadamente tiene una sensibilidad de burbuja correlacionada con el poder de resolución (resolución) de su telescopio. Un ligero movimiento de la burbuja debe ir acompañado de un cambio pequeño pero perceptible en la lectura de la varilla observada a una distancia de aproximadamente 200 pies. La sensibilidad de una burbuja de nivel se expresa de dos maneras: (1) el ángulo, en segundos, subtendido por una división en la escala y (2) el radio de curvatura del tubo. Si una división subtiende un ángulo de 20" en el centro, se llama burbuja de 20". Una burbuja de 20" en una burbuja con espaciados de división de 2 mm tiene un radio de aproximadamente 68 pies.4 La sensibilidad de las burbujas de nivel en la mayoría de los niveles inclinables (y los niveles más antiguos) varía de aproximadamente 20" a 40".

4 La relación entre la sensibilidad y el radio se determina fácilmente. En radianes, un ángulo θ subtendido por un arco cuyo radio y longitud son R y S respectivamente, se expresa como

$$\theta = \frac{S}{R}$$

Por lo tanto, para una burbuja de 20" con divisiones de vial de 2 mm, por sustitución

$$\frac{20''}{206{,}265''/\text{rad}} = \frac{2\ \text{mm}}{R}$$

Resolviendo para R

$$R = \frac{2\ \text{mm}(206{,}265''/\text{rad})}{20''} = 20{,}625\ \text{mm} = 20{,}6\ \text{m} = 68\ \text{pies (aprox.)}$$

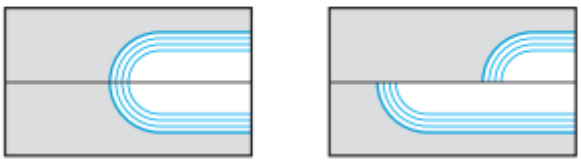


Figura 4.11
Nivel de burbuja de tipo coincidencia, correctamente colocado en la vista izquierda; la desviación de la burbuja es el doble de la que se muestra en la vista derecha.

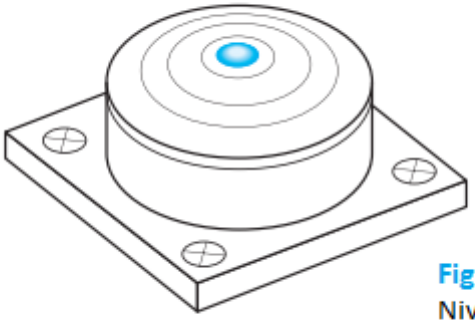


Figura 4.12
Nivel de burbuja de tipo diana (ojo de toro).

La Figura 4.11 ilustra el nivel de burbuja de tipo coincidencia utilizado en equipos de precisión. Un prisma divide la imagen de la burbuja y hace que los dos extremos sean visibles simultáneamente. Al juntar los dos extremos para formar una curva suave, se centra la burbuja. Esta disposición permite centrar la burbuja con mayor precisión. Los niveles de burbuja circulares tienen forma esférica (véase la Figura 4.12), y la superficie interior de la esfera se fabrica con precisión con un radio específico. Al igual que la versión de tubo, a excepción de una burbuja de aire, los niveles de burbuja circulares se llenan de líquido. El nivel de burbuja está graduado con círculos concéntricos con espaciamientos de 2 mm. Su eje es en realidad un plano tangente al punto del radio de los círculos concéntricos graduados. Cuando la burbuja está centrada en el círculo más pequeño, el eje debe ser horizontal. Además de su uso para la nivelación aproximada de niveles basculantes y automáticos, los niveles de burbuja circulares también se utilizan en instrumentos de estación total, bases nivelantes, niveles de varilla, jalones prismáticos y muchos otros instrumentos topográficos. Su sensibilidad es mucho menor que la de los tubos viales, generalmente en el rango de 2' a 25' por división de 2 mm.

■ 4.9 NIVELES INCLINABLES

Los niveles inclinables se utilizan para el trabajo más preciso. Con estos instrumentos, un ejemplo de los cuales se muestra en la Figura 4.13, se logra una nivelación aproximada rápida utilizando un nivel circular y los tornillos niveladores. En algunos niveles inclinables, una disposición de rótula (sin tornillos niveladores) permite inclinar el cabezal y bloquearlo rápidamente casi a nivel. Luego, se obtiene un nivel preciso en preparación para las lecturas centrando cuidadosamente una burbuja del telescopio. Esto se hace para cada mira, después de apuntar a la varilla, inclinando o rotando el telescopio ligeramente en un plano vertical alrededor de un punto de apoyo en el eje vertical del instrumento. Un tornillo micrométrico debajo del ocular controla este movimiento. La característica de inclinación ahorra tiempo y aumenta la precisión, ya que sólo se necesita manipular un tornillo para mantener la línea de visión horizontal mientras el telescopio gira alrededor de un eje vertical. La burbuja del telescopio se ve a través de un sistema de prismas desde la posición normal del observador detrás del ocular. Una disposición de prismas divide la imagen de la burbuja en dos partes. El centrado de la burbuja se logra haciendo coincidir las imágenes de los dos extremos, como en la Figura 4.11. El nivel basculante que se muestra en la Figura 4.13 tiene un cabezal nivelador de tres tornillos, un aumento de 42X y una sensibilidad del nivel de burbuja igual a 10"/2 mm.

Figura 4.13
Partes de un nivel de inclinación preciso. (Cortesía de Sokkia Corporation).

■ 4.10 NIVELES AUTOMÁTICOS

Los niveles automáticos del tipo ilustrado en la Figura 4.14 incorporan una característica de autonivelación. La mayoría de estos instrumentos tienen un cabezal nivelador de tres tornillos, que se utiliza para centrar rápidamente una burbuja de ojo de buey, aunque algunos modelos tienen un arreglo de rótula para este propósito. Después de que la burbuja de ojo de buey se centra manualmente, un compensador automático toma el control, nivela la línea de visión y la mantiene nivelada. El principio de funcionamiento de un tipo de compensador automático utilizado en niveles automáticos se muestra esquemáticamente en la Figura 4.15. El sistema consta de prismas suspendidos de cables para crear un péndulo. Las longitudes de los cables, las ubicaciones de soporte y la naturaleza de los prismas son tales que solo los rayos horizontales alcanzan la intersección de las crucetas. Por lo tanto, se logra una línea de visión horizontal incluso aunque el telescopio en sí pueda estar ligeramente inclinado lejos de la horizontal. Los dispositivos de amortiguación acortan el tiempo para que el péndulo se detenga, por lo que el operador no tiene que esperar. Los

niveles automáticos se han vuelto populares para uso general debido a la facilidad y rapidez de su operación. Algunos son lo suficientemente precisos para el segundo orden e incluso el trabajo de primer orden si se fija un micrómetro de placa paralela al frente del telescopio como accesorio, como en el instrumento que se muestra en la Figura 4.14. Cuando se inclina la placa del micrómetro, la línea de visión se desplaza paralelamente a sí misma y las partes decimales de las graduaciones de la varilla se pueden leer por medio de un dial graduado. En ciertas condiciones, los dispositivos de amortiguación de un compensador de nivel automático pueden atascarse. Para comprobarlo, con el instrumento nivelado y enfocado, lea la varilla sostenida en un punto estable, golpee ligeramente el instrumento y, después de que vibre, determine si se obtiene la misma lectura. Además, algunos problemas únicos del compensador, como las tensiones residuales en los enlaces flexibles, pueden introducir errores sistemáticos si no se corrigen mediante una rutina de observación adecuada sobre el trabajo de primer orden. Otro problema es que algunos compensadores automáticos se ven afectados por campos magnéticos, lo que da como resultado errores sistemáticos en las lecturas de la varilla. Los tamaños de los errores dependen del acimut, son máximos para las líneas que corren de norte a sur y pueden superar 1 mm/km. Por lo tanto, es de interés sólo para la nivelación de control de alto orden.

Figura 4.14
Nivel automático con micrómetro. (Cortesía de Topcon Positioning Systems).

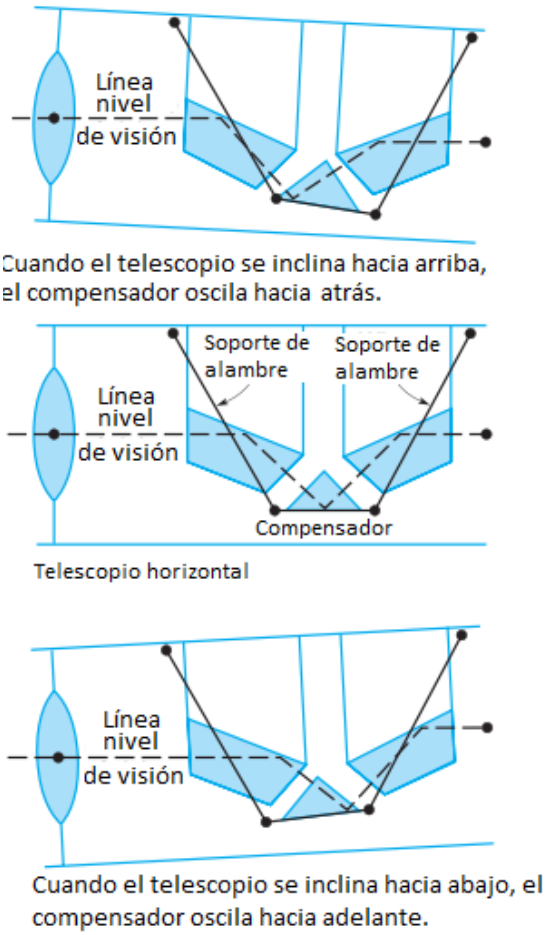


Figura 4.15
Compensador del nivel autonivelante.

■ 4.1 1 NIVELES DIGITALES

El tipo más nuevo de nivel automático, el nivel digital electrónico, se muestra en la Figura 4.16(a). Se clasifica en la categoría automática porque utiliza un compensador de péndulo para nivelarse a sí mismo, después de que un operador realiza una nivelación aproximada con una burbuja circular.

(a)

(b)

Figura 4.16 (a) Nivel electrónico digital y (b) varilla de nivel asociada. (Cortesía de Topcon Positioning Systems).

Con su telescopio y su cruz, el instrumento podría utilizarse para obtener lecturas manualmente, al igual que cualquiera de los niveles automáticos. Sin embargo, este instrumento está diseñado para funcionar empleando un procesamiento electrónico de imágenes digitales. Después de nivelar el instrumento, su telescopio se gira hacia una varilla especial con código de barras [Figura 4.16(b)] y se enfoca. Al presionar un botón, se captura y procesa la imagen de los códigos de barras en el campo de visión del telescopio. Este procesamiento consiste en que una computadora a bordo compare la imagen capturada con el patrón completo de la varilla, que se almacena en la memoria. Cuando se encuentra una coincidencia, lo que demora aproximadamente 4 segundos, la lectura de la varilla se muestra digitalmente. Puede registrarse manualmente o almacenarse automáticamente en el colector de datos del instrumento. La longitud de la varilla que aparece dentro del campo de visión del telescopio es una función de la distancia desde la varilla. Por lo tanto, como parte de su procesamiento de imágenes, el instrumento también puede calcular automáticamente la longitud de la mira, una característica conveniente para equilibrar las longitudes de la mira hacia atrás y hacia adelante (consulte la Sección 5.4). El alcance máximo del instrumento es de aproximadamente 100 m y su precisión en las lecturas de la varilla es de ±0,5 mm. Las varillas con código de barras se pueden obtener con graduaciones inglesas o métricas en el lado opuesto al código de barras. El lado graduado de la varilla puede ser utilizado por el operador para leer manualmente la varilla en situaciones que prohíben que el instrumento lea los códigos de barras, como cuando la varilla está en una maleza espesa.

■ 4.12 TRÍPODES

Los instrumentos de nivelación, ya sean basculantes, automáticos o digitales, se montan sobre trípodes. Un trípode resistente y en buenas condiciones es esencial para obtener resultados precisos. Hay varios tipos disponibles. Las patas están hechas de madera o metal, pueden ser fijas o ajustables en longitud, sólidas o divididas. Todos los modelos están calzados con puntas cónicas metálicas y articulados en la parte superior, donde se conectan a un cabezal metálico. Un trípode con patas ajustables es ventajoso para instalaciones en terrenos accidentados o en un taller, pero el tipo con una pata de longitud fija puede ser ligeramente más rígido. El modelo con patas divididas es más ligero que el tipo sólido, pero menos resistente. (El ajuste de los trípodes se trata en la Sección 8.19.2.)

■ 4.13 NIVEL DE MANO

El nivel de mano (Figura 4.17) es un instrumento portátil que se utiliza en trabajos de baja precisión o para obtener comprobaciones rápidas de trabajos más precisos. Consiste en un tubo de latón de aproximadamente 6 pulgadas de largo, que tiene un objetivo de vidrio simple y un ocular de mirilla. Un pequeño nivel de burbuja montado sobre una ranura en el tubo se ve a través del ocular por medio de un prisma o espejo con un ángulo de 45°. Una línea horizontal se extiende a través del centro del tubo.

El prisma o espejo ocupa sólo la mitad del tubo y la otra parte está abierta para proporcionar una visión clara a través de la lente del objetivo. De este modo, la varilla que se está observando y la imagen reflejada de la burbuja son visibles una al lado de la otra con la línea cruzada horizontal superpuesta.

El instrumento se sostiene en una mano y se nivela elevando o bajando el extremo del objetivo hasta que la línea cruzada parte en dos la burbuja. Apoyar el nivel contra una varilla o mira proporciona estabilidad y aumenta la precisión. Este instrumento es especialmente útil para verificar rápidamente las ubicaciones propuestas para las configuraciones de instrumentos en nivelación diferencial.

Figura 4.17
Nivel de mano.
(Cortesía de Topcon Positioning Systems).

■ 4.14 VARILLAS DE NIVEL

Hay una variedad de varillas de nivel disponibles, algunas de las cuales se muestran en la Figura 4.18. Están hechas de madera, fibra de vidrio o metal y tienen graduaciones en pies y decimales, o metros y decimales. La varilla Filadelfia, que se muestra en la Figura 4.18 (a) y (b), es el tipo que se usa más comúnmente en las clases de agrimensura universitaria. Consiste en dos secciones deslizantes graduadas en centésimas de pie y unidas por manguitos de latón a y b. La sección trasera se puede bloquear en posición mediante un tornillo de sujeción c para proporcionar cualquier longitud desde una varilla corta para lecturas de 7 pies o menos hasta una varilla larga (varilla alta) para lecturas de hasta 13 pies. Cuando se necesita la varilla alta, debe extenderse por completo, de lo contrario se producirá un error grave en su lectura. Las graduaciones en las caras frontales de las dos secciones leen continuamente desde cero en la base hasta 13 pies en la parte superior para el ajuste de la varilla alta.

Las graduaciones de las varillas están pintadas con precisión, alternando espacios en blanco y negro de 0,01 pies de ancho. Las espuelas que extienden la pintura negra enfatizan las marcas de 0,1 y 0,05 pies. Las décimas están designadas por cifras negras y marcas en pies con números rojos, todas sobrepuestas entre la graduación adecuada. Los tiradores deben mantener sus manos alejadas de las marcas pintadas, particularmente en la sección de 3 a 5 pies, donde una cara desgastada hará que la varilla no sea apta para su uso. Una varilla de Filadelfia se puede leer con precisión con un nivel a distancias de hasta aproximadamente 250 pies.

Hay disponible una amplia variedad de patrones, colores y graduaciones en varillas de nivelación de una pieza, dos piezas, tres secciones y cuatro secciones. Los diversos tipos, generalmente nombrados por ciudades o estados, incluyen las varillas de Filadelfia, Nueva York, Boston, Troya, Chicago, San Francisco y Florida.

Las varillas de Filadelfia pueden estar equipadas con objetivos [d en la Figura 4.18 (a) y (b)] para usar en miras largas. Cuando se utiliza, el operador de la varilla fija el objetivo a la altura de la línea de visión del instrumento de acuerdo con las comunicaciones o señales manuales del operador del instrumento. Se fija utilizando una abrazadera e, luego el operador de la varilla lo lee y registra. El vernier en *f* se puede utilizar para obtener lecturas con una precisión de 0,001 pies, si se desea. (El vernier se describe en la Sección A.4.2.) La varilla de Chicago, que consta de secciones independientes (generalmente tres) que encajan entre sí pero se pueden desmontar, se utiliza ampliamente en los estudios de construcción.

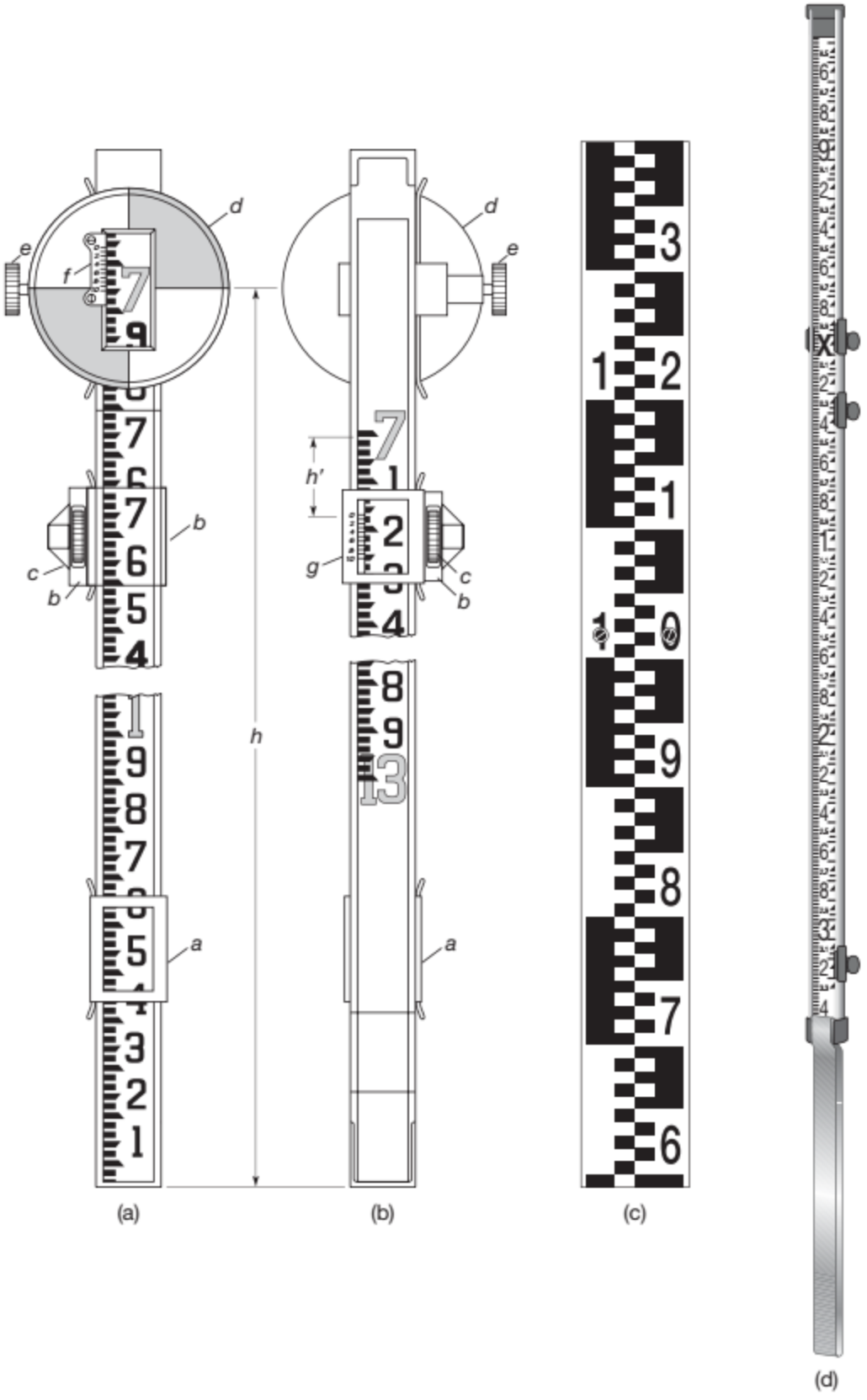


Figura 4.18
(a) Varilla Filadelfia (delantera).
(b) Varilla Filadelfia (trasera).
(c) Varilla de nivelación de doble cara con graduaciones métricas.
(d) Varilla de lectura directa Lenker.

El modelo de San Francisco tiene secciones separadas que se deslizan una sobre la otra para extender o comprimir su longitud, y generalmente se emplea en estudios de control, de tierra y otros. Ambos se transportan cómodamente en vehículos. La vara de nivel Lenker de lectura directa [Figura 4.18(d)] tiene números en orden inverso en una tira de acero graduada sin fin que se puede girar sobre los rodillos de los extremos de la vara. Las cifras corren por la vara y se pueden llevar a una lectura deseada, por ejemplo, la elevación de un punto de referencia. Las lecturas de la vara están preestablecidas para la vista hacia atrás y luego, debido al orden inverso de los números, las lecturas de la vista hacia adelante dan elevaciones directamente sin agregar manualmente las vistas hacia atrás y restar las vistas hacia adelante. Una vara que consta de un marco de madera o fibra de vidrio y una tira de Invar para eliminar los efectos de la humedad y los cambios de temperatura se utiliza en trabajos de precisión. La tira de Invar, sujeta sólo en sus

extremos, puede deslizarse libremente en ranuras a cada lado del marco de madera. Las varillas para trabajos de precisión suelen estar graduadas en metros y suelen tener escalas dobles. Las lecturas de ambas escalas se comparan para eliminar errores. Como se describe en la Sección 1.8, la seguridad en el tráfico y cerca de equipos pesados es una consideración importante. El Quad-pod, un soporte ajustable que se sujeta a cualquier varilla niveladora, puede ayudar a reducir los peligros del tráfico y, en algunos casos, también a reducir los costos de mano de obra.

■ 4.15 PRUEBA Y AJUSTE DE NIVELES

Debido al uso y desgaste normales, todos los instrumentos de nivelación probablemente se desajustarán de vez en cuando. La necesidad de algunos ajustes puede notarse durante el uso, por ejemplo, los viales del nivel en niveles inclinados. Otros pueden no ser tan obvios y, por lo tanto, es importante que los instrumentos se revisen periódicamente para determinar su estado de ajuste. Si las pruebas revelan condiciones que deben ajustarse, dependiendo del instrumento en particular y del conocimiento y experiencia de su operador, algunos o todos los ajustes se pueden hacer inmediatamente en el campo. Sin embargo, si las partes que necesitan ajuste no son fácilmente accesibles, o si el operador no tiene experiencia en hacer los ajustes, es mejor enviar los instrumentos para que los ajusten técnicos calificados.

4.15.1 REQUISITOS PARA PROBAR Y AJUSTAR INSTRUMENTOS

Antes de probar y ajustar instrumentos, se debe tener cuidado para asegurar que cualquier aparente falta de ajuste sea realmente causada por la condición del instrumento y no por deficiencias de la prueba. Para probar y ajustar correctamente los instrumentos de nivelación en el campo, se deben seguir las siguientes reglas:

1. Elija un terreno que permita configuraciones sólidas en un área casi nivelada que permita hacer miras de al menos 200 pies en direcciones opuestas.

2. Realice los ajustes cuando prevalezcan buenas condiciones atmosféricas, preferiblemente en días nublados libres de olas de calor. Ninguna línea de visión debe pasar por sol y sombra alternados, o estar dirigida hacia el sol.

3. Coloque el instrumento a la sombra, o protéjalo de los rayos directos del sol.

4. Asegúrese de que las patas del trípode estén bien apretadas y que el instrumento esté firmemente atornillado al trípode. Separe bien las patas del trípode y colóquelas de modo que la placa del trípode esté casi nivelada. Presione las patas firmemente contra el suelo.

Para ajustar los instrumentos topográficos, se deben seguir los métodos estándar y un orden prescrito. Aflojar o apretar las tuercas y tornillos de ajuste adecuados con herramientas y pasadores especiales permite lograr la posición correcta de las piezas. Se pierde tiempo si cada ajuste se perfecciona en la primera prueba, ya que algunos ajustes afectan a otros. Es posible que haya que repetir la serie completa de pruebas varias veces si un instrumento está muy desviado. Se debe realizar una verificación final de todos los ajustes para asegurarse de que todos se hayan completado satisfactoriamente. Se deben utilizar herramientas y pasadores de ajuste que se ajusten a los cabrestantes y tornillos, y los cabrestantes y tornillos se deben manipular con cuidado para evitar dañar el metal blando. Los tornillos de ajuste se ajustan correctamente cuando un instrumento se envía desde la fábrica. Apretarlos demasiado (o no lo suficiente) anula los procedimientos de ajuste que de otro modo serían correctos y puede dejar el instrumento en peores condiciones que antes del ajuste.

4.15.2 AJUSTE DE PARALAJE

El ajuste de paralaje es extremadamente importante y debe tenerse en cuenta en todo momento cuando se utiliza un instrumento de nivelación, pero especialmente durante el proceso de prueba y ajuste. El ajuste se realiza enfocando cuidadosamente la lente del objetivo y el ocular de modo que la cruz filar aparezca claramente distinguible, y de modo que la cruz filar no parezca moverse contra un objeto de fondo cuando el ojo se desplaza ligeramente en posición mientras mira a través del ocular.

4.15.3 PRUEBA Y AJUSTE DE LOS NIVELES DE LOS VIALES

Para los instrumentos de nivelación que emplean una burbuja filar, el eje de la burbuja filar debe ser perpendicular al eje vertical del instrumento (eje sobre el cual el instrumento gira en acimut). Luego, una vez que la burbuja está

centrada, el instrumento se puede girar sobre su eje vertical en cualquier acimut y la burbuja permanecerá centrada. Centrar la burbuja y girar el telescopio 180° sobre el eje vertical puede verificar rápidamente esta condición. La distancia que la burbuja se mueve fuera de la posición central es el doble del error. Para corregir cualquier desajuste, gire las tuercas del cabrestante en un extremo del nivel para mover la burbuja hasta la mitad de su recorrido hasta la posición centrada. Nivele el instrumento utilizando los tornillos niveladores. Repita la prueba hasta que la burbuja permanezca centrada durante una revolución completa del telescopio.

4.15.4 AJUSTE PRELIMINAR DE LA CRUZ HORIZONTAL

Aunque es una buena práctica apuntar siempre un objeto en el centro de la cruz, si esto no se hace y la cruz horizontal no está verdaderamente horizontal cuando se nivela el instrumento, se producirá un error. Para comprobar esta condición, apunte a un punto claramente definido con un extremo de la cruz horizontal. Gire el telescopio lentamente sobre su eje vertical de modo que la cruz se mueva a través del punto. Si la cruz no permanece en el punto en toda su longitud, está desajustada.

Para corregir cualquier desajuste, afloje los cuatro tornillos del cabrestante que sujetan la retícula. Gire la retícula en el tubo del telescopio hasta que el hilo horizontal permanezca en la punta mientras se gira el telescopio. Luego, los tornillos deben apretarse cuidadosamente en su posición final.

4.15.5 PRUEBA Y AJUSTE DE LA LÍNEA DE VISIÓN

Para los niveles inclinables, descritos en la Sección 4.9, cuando la burbuja del nivel está centrada, la línea de visión debe ser horizontal. En otras palabras, para que este tipo de instrumento esté en perfecto ajuste, el eje del nivel y la línea de visión deben ser paralelos. Si no lo están, existe un error de colimación. Para los niveles automáticos, descritos en la Sección 4.10, después de una nivelación aproximada centrando la burbuja circular, el compensador automático debe definir una línea de visión horizontal si está en el ajuste correcto. Si no lo hace, el compensador está desajustado y nuevamente existe un error de colimación. El error de colimación no causará errores en la nivelación diferencial siempre que las distancias de las miras atrás y adelante estén equilibradas. Sin embargo, causará errores cuando las miras atrás y adelante no estén equilibradas, lo que a veces ocurre en la nivelación diferencial y no se puede evitar en la nivelación de perfil (ver Sección 5.9) y en el replanteo de construcción (ver Capítulo 23). Un método para probar un nivel para detectar el error de colimación es replantear cuatro puntos espaciados de manera uniforme, cada uno a unos 100 pies de distancia sobre un terreno aproximadamente nivelado, como se muestra en la Figura 4.19. Luego, el nivel se coloca en el punto 1, se nivela y se toman lecturas de la mira (r_A) en A y (R_B) en B. A continuación, el instrumento se mueve al punto 2 y se nivela nuevamente. Luego se toman las lecturas R_A en A y r_B en B. Como se ilustra en la figura, suponga que existe un error de colimación ε en las lecturas de la mira de las dos miras más cortas. Entonces el error causado por esta fuente sería de 2 ε en las miras más largas porque su longitud es el doble que la de las más cortas. Independientemente de si hay o no un error de colimación, la diferencia entre las lecturas de la mira en 1 debería ser igual a la diferencia de las dos lecturas en 2. Expresando esta igualdad, con el error de colimación incluido, se obtiene

$$(R_B - 2\varepsilon) - (r_A - \varepsilon) = (r_B - \varepsilon) - (R_A - 2\varepsilon) \qquad (4.13)$$

Resolviendo ε en la Ecuación (4.13) obtenemos

$$\varepsilon = \frac{R_B - r_A - r_B + R_A}{2} \qquad (4.14)$$

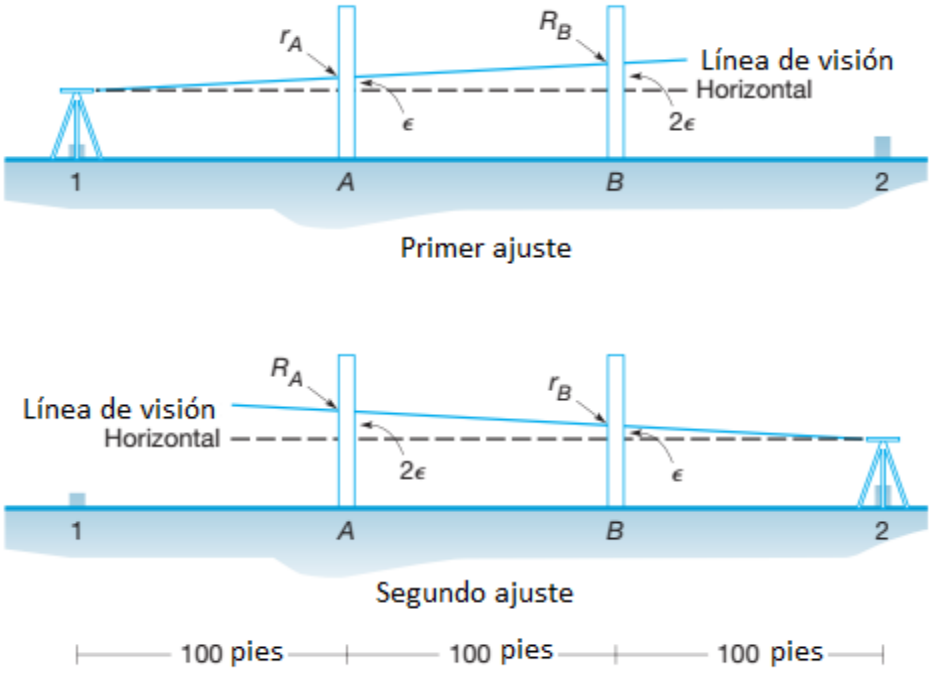


Figura 4.19
Prueba de colimación horizontal.

La lectura corregida para la varilla de nivel en el punto A mientras el instrumento todavía está configurado en el punto 2 debe ser R_A - 2 ε. Si es necesario un ajuste, se hace aflojando el tornillo superior (o inferior) que sostiene la retícula y apretando el tornillo inferior (o superior) para mover el hilo horizontal hacia arriba o hacia abajo hasta que se obtenga la lectura requerida en la varilla en A. Esto cambia la orientación de la línea de visión. Pueden ser necesarios varios ensayos para lograr el ajuste exacto. Si la retícula no es accesible, o el operador no está calificado, entonces el instrumento debe ser reparado por un técnico calificado. Como se discutió en la Sección 19.13, se recomienda que el instrumento de nivel se pruebe antes del proceso de observación cuando se realiza una nivelación diferencial precisa. Luego se aplica una corrección para el error en la línea de visión a todas las observaciones de campo utilizando las distancias de visión obtenidas al leer los alambres estadimétricos. El error en la línea de visión se expresa en términos de ε por unidad de distancia de visión. Por ejemplo, el error de colimación C no tiene unidades y se expresa como 0,00005 pies/pies o 0,00005 m/m. Utilizando las distancias de visibilidad obtenidas en el proceso de nivelación, este error se puede eliminar matemáticamente. Sin embargo, para la mayoría de los trabajos de nivelación habituales, este error se elimina simplemente manteniendo las distancias de visibilidad negativas y positivas aproximadamente iguales entre los puntos de referencia.

■ EJEMPLO 4.3

Se realiza una prueba de colimación horizontal en un nivel automático siguiendo los procedimientos que se acaban de describir. Con el instrumento configurado en el punto 1, la lectura de la varilla en A fue de 5,630 pies y en B fue de 5,900 pies. Después de mover y nivelar el instrumento en el punto 2, se determinó que la lectura de la varilla en A era de 5,310 pies y en B de 5,560 pies. Como se muestra en la Figura 4.19, la distancia entre los puntos fue de 100 pies. ¿Cuál es el error de colimación del instrumento y la lectura corregida en A desde el punto 2?

Solución

Sustituyendo los valores apropiados en la ecuación (4.14), el error de colimación es

$$\varepsilon = \frac{5{,}900 - 5{,}630 - 5{,}560 + 5{,}310}{2} = 0{,}010 \text{ pies}$$

Por lo tanto, la lectura corregida a A desde el punto 2 es

$$R = 5{,}310 - 2(0{,}010) = 5{,}290 \text{ pies}$$

Como se señaló anteriormente, si existe un error de colimación pero el instrumento no está ajustado, aún se puede lograr una nivelación diferencial precisa cuando se colocan las miras positiva y negativa y las distancias están

equilibradas. En situaciones en las que no es posible equilibrar estas distancias, se pueden obtener lecturas correctas de la varilla aplicando correcciones de colimación a las lecturas de la varilla. Este procedimiento se describe en la Sección 5.12.1.

■ Ejemplo 4.4

El instrumento del Ejemplo 4.3 se utilizó en un estudio entre dos puntos de referencia antes de ajustar el instrumento donde la distancia de visibilidad no se pudo equilibrar debido a las condiciones físicas. La suma de las vistas positivas fue de 900 pies, mientras que la suma de las vistas negativas fue de 1300 pies entre los dos puntos de referencia. La diferencia de elevación observada fue de 120,64 pies. ¿Cuál es la diferencia de elevación corregida entre los dos puntos de referencia?

SOLUCIÓN

En el Ejemplo 4.3, se determinó que el error ε era 0,01 pies/100 pies. Por lo tanto, el error de colimación C es —0,0001 pies/pies, y la diferencia de elevación corregida es

$$\Delta\text{elev} = 120{,}64 - 0{,}0001(900 - 1300) = 120{,}68 \text{ pies}$$

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas que tienen respuestas parciales en el Apéndice G.

4.1 Defina los siguientes términos de nivelación: (a) línea vertical, (b) superficie nivelada y (c) nivelación.

4.2* ¿Qué tan lejos se alejará una línea horizontal de la superficie de la Tierra en 1 km? ¿5 km? ¿10 km? (Aplique tanto la curvatura como la refracción)

4.3 Visite el sitio web del National Geodetic Survey y obtenga una hoja de datos con la descripción de un punto de referencia en su área local.

4.4 Cree un gráfico de las correcciones de curvatura y refracción para líneas de visión que van desde 0 pies hasta 10.000 pies en incrementos de 500 pies.

4.5 Cree un gráfico de las correcciones de curvatura y refracción para líneas de visión que van desde 0 m hasta 10.000 m en incrementos de 500 m.

4.6 ¿Por qué es importante que un punto de referencia sea un objeto estable y relativamente permanente?

4.7* En un lago grande sin olas, ¿a qué distancia de la orilla se encuentra un velero cuando la parte superior de su mástil de 30 pies desaparece de la vista de una persona que se encuentra en la orilla del agua?

4.8 Similar al problema 4.7, excepto que se trata de un mástil de 8 m y una persona cuya altura de los ojos es de 1,5 m por encima de la orilla del agua.

4.9 Las lecturas en una línea de niveles diferenciales se toman con una precisión de 0,01 pies. ¿Para qué distancia máxima se pueden ignorar la curvatura y la refracción de la Tierra?

4.10 Similar al problema 4.9 excepto que las lecturas se realizan con una precisión de 3 mm.

4.11 Describa cómo se determinan las lecturas en un nivel digital cuando se utiliza una varilla con código de barras.

En los problemas 4.12 y 4.13 se enumeran las sucesivas visualizaciones de más y menos tomadas en una línea de niveles en pendiente. Los valores representan las distancias horizontales entre el instrumento y las visualizaciones de más o menos. ¿Qué error resulta de la curvatura y la refracción?

4.12* 20,225; 50,195; 40,135; 30,250 pies.

4.13 5,75; 10,60; 10,55; 15,70 m.

4.14 ¿Qué error resulta si se descuida la corrección de curvatura y refracción en la nivelación trigonométrica para miras; (a) 3000 pies de largo (b) 500 m de largo (c) 5000 pies de largo?

4.15* La distancia de pendiente y el ángulo cenital observados desde el punto P al punto Q fueron 2013,875 m y 95°13'04", respectivamente. Las alturas del instrumento y del objetivo de la mira fueron iguales. Si la elevación del punto P es 88,988 m, por encima del nivel de referencia, ¿cuál es la elevación del punto Q?

4.16 La distancia de pendiente y el ángulo cenital observados desde el punto X al punto Y fueron 5401,85 pies y 83°53'16". Las alturas del instrumento y del objetivo de la mira fueron iguales. Si la elevación del punto X es 2045,66 pies por encima del nivel de referencia, ¿cuál es la elevación del punto Y?

4.17 Similar al problema 4.15, excepto que la distancia de pendiente fue 854,987 m, el ángulo cenital fue 82°53'48", y la elevación del punto P fue 354,905 m sobre el nivel de referencia.

4.18 En la nivelación trigonométrica del punto A al punto B, la distancia de pendiente y el ángulo cenital medidos en A fueron 2504,897 m y 85°08'54". En B, estas mediciones fueron 2504,891 m y 94°52'10" respectivamente. Si las alturas del instrumento y del objetivo de la varilla eran iguales, calcule la diferencia de elevación de A a B.

4.19 Describa cómo se puede detectar y eliminar la paralaje en el sistema de visualización de un nivel.
420 ¿Cuál es la sensibilidad de un nivel con divisiones de 2 mm para: (a) un radio de 40 m (b) un radio de 10 m?
4.21* Un observador no comprueba la burbuja y está desviada dos divisiones en una mira de 250 pies. ¿Qué error en la diferencia de elevación resulta con una burbuja de 10 segundos?
4.22 Un observador no comprueba la burbuja y está desviada dos divisiones en una mira de 100 m. ¿Qué error resulta para una burbuja de 20 segundos?
4.23 Similar al problema 4.22, excepto que una burbuja de 10 segundos está desviada tres divisiones en una mira de 130 m mira.
4.24 Con la burbuja centrada, una mira de 150 m de longitud da una lectura de 1,208 m. Después de mover la burbuja cuatro divisiones fuera del centro, la lectura es de 1,243 m. Para divisiones de vial de 2 mm, ¿cuál es: (a) el radio de curvatura del vial en metros (b) el ángulo en segundos subtendido por una división?
4.25 Similar al problema 4.24, excepto que la longitud de la mira era de 300 pies, la lectura inicial era de 4,889 pies y la lectura final era de 5,005 pies.
4.26 La luz del sol en el extremo delantero de una burbuja de nivel de 20"/2 mm la extrae de dos divisiones, lo que da una lectura de mira positiva de 1,632 m en un disparo de 100 m. Calcule la lectura correcta.
4.21 Enumere en forma de tabla, para comparar, las ventajas y desventajas de un nivel automático frente a un nivel digital.
4.28* Si se toma una mira positiva de 3,54 pies en BM A, elevación 850,48 pies, y se lee una mira negativa de 7,84 pies en el punto X, calcule el HI y la elevación del punto X.
4.29 Si se toma una mira positiva de 2,486 m en BM A, elevación 605,348 m, y una mira negativa de se lee 0,468 m en el punto X, calcule la altura del punto y la elevación del punto X.
4.30 Similar al problema 4.28, excepto que se toma una mira positiva de 7,44 pies en el BM A y se lee una mira negativa de 1,55 pies en el punto X.
4.31 Describa el procedimiento utilizado para probar si el nivel del vial es perpendicular al eje vertical del instrumento.
4.32 Se realiza una prueba de colimación horizontal en un nivel automático siguiendo los procedimientos descritos en la Sección 4.15.5. Con el instrumento configurado en el punto 1, la lectura de la mira en A fue de 4,886 pies y en B fue de 4,907 pies. Después de mover y nivelar el instrumento en el punto 2, la lectura de la mira en A fue de 5,094 pies y en B fue de 5,107 pies. ¿Cuál es el error de colimación del instrumento y la lectura corregida en B desde el punto 2?
4.33 El instrumento probado en el Problema 4.32 se utilizó en un estudio inmediatamente antes de la prueba donde la diferencia de elevación observada entre dos puntos de referencia fue de -30,36 pies. La suma de las distancias visuales positivas entre los puntos de referencia fue de 1800 pies y la suma de las distancias visuales negativas fue de 1050 pies. ¿Cuál es la diferencia de elevación corregida entre los dos puntos de referencia?

4.34 Similar al Problema 4.32 excepto que las lecturas de la varilla son 0,894 y 0,923 m a A y B, respectivamente, desde el punto 1, y 1,083 y 1,100 m a A y B, respectivamente, desde el punto 2. La distancia entre los puntos en la prueba fue de 50 m.

4.35 El instrumento probado en el Problema 4.34 se utilizó en un estudio inmediatamente antes de la prueba donde la diferencia de elevación observada entre dos puntos de referencia fue de 28,024 m. La suma de las distancias visuales positivas entre los puntos de referencia fue de 1300 m y la suma de las distancias visuales negativas fue de 3200 m. ¿Cuál es la diferencia de elevación corregida entre los dos puntos de referencia?

BIBLIOGRAFÍA

Fury, R. J. 1996. "Leveled Height Differences from Published NAVD 88 Orthometric Heights." *Surveying and Land Information Systems* 56 (No. 2): 89.

Henning, W. et al. 1998. "Baltimore County, Maryland NAVD 88 GPS-derived Orthometric Height Project." *Surveying and Land Information Systems* 58 (No. 2): 97.

Parks, W. and T. Dial. 1996. "Using GPS to Measure Leveling Section Orthometic Height Difference in a Ground Subsidence Area in Imperial Valley, California." *Surveying and Land Information Systems* 57 (No. 2): 100.

Pearson, C. and D. Mick. 2008. "Height Datums on the Mississippi and Illinois River Systems: An Inconvenient Feast." *Surveying and Land Information Science* 68 (No. 1): 15.

GIA. 2003. "Automatic Level Compensators." *Professional Surveyor* 23 (No. 3): 52.

_____. 2003. "Tripod Performance in Geomatic Systems." *Professional Surveyor* 23 (No. 6): 40.

_____. 2002. "Digital Levels." *Professional Surveyor* 22 (No. 1): 44.

■ 5.1 INTRODUCCIÓN

El capítulo 4 cubrió la teoría básica de la nivelación, describió brevemente los diferentes procedimientos utilizados para determinar elevaciones y mostró ejemplos de la mayoría de los tipos de equipo de nivelación. Este capítulo se concentra en la nivelación diferencial y analiza el manejo del equipo, el funcionamiento y ajuste de bucles de nivelación simples y la realización de algunos estudios de proyecto para obtener datos para uso en campo y oficina. Se presentan algunas variaciones especiales de nivelación diferencial, útiles o necesarias en ciertas situaciones. La nivelación de perfil, para determinar la configuración de la superficie del suelo a lo largo de alguna línea de referencia establecida, se describe en la Sección 5.9. Finalmente, se discuten los errores en la nivelación. Los procedimientos de nivelación para la construcción y otros estudios, junto con aquellos de orden superior para establecer la red de control vertical a nivel nacional, se cubrirán en capítulos posteriores.

■ 5.2 TRANSPORTE Y MONTAJE DE UN NIVEL

La forma más segura de transportar un instrumento de nivelación en un vehículo es dejarlo en el contenedor. El estuche se cierra correctamente sólo cuando el instrumento está colocado correctamente en los soportes acolchados. El nivel se debe sacar de su contenedor levantándolo desde la base, no agarrándolo por el telescopio. El cabezal debe estar bien atornillado al trípode. Si el cabezal está demasiado flojo, el instrumento es inestable; si está demasiado apretado, puede “congelarse”. Una vez que se saca el instrumento del contenedor, este debe cerrarse nuevamente para evitar que entre suciedad y humedad. Las patas de un trípode deben estar correctamente ajustadas. Si cada pata cae lentamente por su propio peso después de colocarse en posición horizontal, está correctamente ajustada. Si se sujetan con demasiada fuerza, se tensan la placa y los tornillos. Si las patas están flojas, se obtienen configuraciones inestables.

A excepción de unos pocos instrumentos que emplean un sistema de rótula, todos los niveles modernos utilizan un cabezal nivelador de tres tornillos para la nivelación inicial aproximada. Observe que cada uno de los niveles ilustrados en el Capítulo 4 (véanse las Figuras 4.9, 4.13, 4.14 y 4.16) tiene este tipo de sistema. Para nivelar un cabezal de tres tornillos, se gira el telescopio hasta que se encuentra sobre dos tornillos, como en la dirección AB de la Figura 5.1. Utilizando el pulgar y el índice de cada mano para ajustar simultáneamente los tornillos opuestos, se centra aproximadamente la burbuja. Este procedimiento se repite con el telescopio girado 90° de modo que se encuentre sobre C, el único tornillo restante. Se pierde tiempo si se centra la burbuja exactamente en el primer intento, ya que puede salirse durante la nivelación cruzada. Trabajar con los mismos tornillos en sucesión unas tres veces debería completar el trabajo. Una regla sencilla pero útil para centrar una burbuja, ilustrada en la Figura 5.1, es: una burbuja

sigue al pulgar izquierdo al girar los tornillos. Una burbuja circular se centra girando alternativamente un tornillo y luego los otros dos. No es necesario girar el telescopio durante el proceso. Generalmente no es necesario colocar un nivel sobre ningún punto en particular. Por lo tanto, es inexcusable que la placa base esté muy desnivelada antes de usar los tornillos de nivelación. En configuraciones en laderas, colocar una pata en el lado de la pendiente ascendente y dos en la pendiente descendente alivia el problema. En pendientes muy pronunciadas, algunos operadores de instrumentos prefieren dos piernas cuesta arriba y una cuesta abajo para mayor estabilidad. La altura de instalación más conveniente es aquella que permite al observador mirar a través del telescopio sin agacharse ni estirarse. Los operadores de instrumentos inexpertos que suben o bajan niveles en laderas pronunciadas probablemente descubran, después de completar el proceso de nivelación, que el telescopio está demasiado bajo para apuntar al punto de giro superior o punto de referencia. Para evitar esto, se puede usar un nivel de mano para verificar la altura adecuada de la instalación antes de nivelar el instrumento con precisión. Como otra alternativa, el instrumento se puede configurar rápidamente sin intentar nivelarlo con cuidado. Luego se apunta con la varilla asegurándose de que la burbuja esté un poco detrás del centro. Si es visible para esta ubicación, obviamente también se verá cuando se nivele el instrumento.

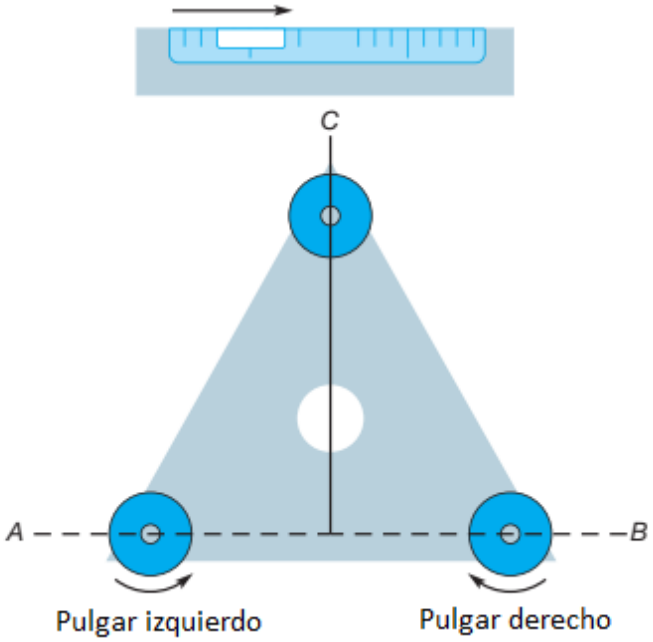


Figura 5.1
Uso de tornillos niveladores en un instrumento de tres tornillos.

■ 5.3 OBLIGACIONES DEL PERSONAL DE NIVEL

Las obligaciones del personal de nivel son relativamente simples. Sin embargo, un personal de nivel descuidado puede anular los mejores esfuerzos de un observador al no seguir algunas reglas básicas. Una varilla de nivel debe mantenerse a plomo en el monumento correcto o punto de giro para dar la lectura correcta. En la Figura 5.2, el punto A está por debajo de la línea de visión por una distancia vertical AB. Si la varilla se inclina a la posición AD, se obtiene una lectura errónea AE. Se puede ver que la lectura más pequeña posible, AB, es la correcta y se asegura sólo cuando la varilla está a plomo. Un nivel de varilla del tipo que se muestra en la Figura 5.3 asegura un aplomado rápido y correcto de la varilla. Su forma de L está diseñada para ajustarse a las caras trasera y lateral de una varilla, mientras que la burbuja de ojo de buey está centrada para aplomar la varilla en ambas direcciones. Sin embargo, si no se dispone de un nivel de varilla, se puede utilizar uno de los siguientes procedimientos para aplomar la varilla.

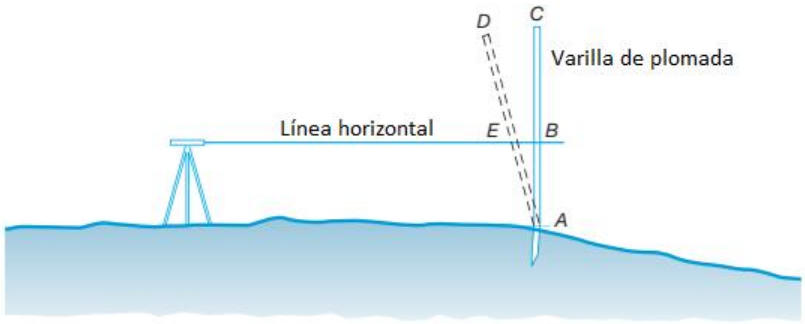


Figura 5.2
Conexión de una varilla de nivel.

Figura 5.3
Nivel de varilla.
(Cortesía de Tom Pantages).

El movimiento de la varilla es un procedimiento que se puede utilizar para asegurarse de que la varilla esté a plomo cuando se toma una lectura. El proceso consiste en inclinar lentamente la parte superior de la varilla, primero quizás un pie o dos hacia el instrumento y luego ligeramente hacia afuera. El observador observa cómo las lecturas aumentan y disminuyen alternativamente, y luego selecciona el valor mínimo, el correcto. Los principiantes tienden a balancear la varilla demasiado rápido y a través de un arco demasiado largo. Se pueden introducir pequeños errores en el proceso si la parte inferior de la varilla descansa sobre una superficie plana. Un monumento con la parte superior redondeada, una estaca de acero o un borde delgado son un excelente punto de referencia o punto intermedio para nivelar. En días tranquilos, la varilla se puede aplomar dejándola equilibrarse por su propio peso mientras se sostiene ligeramente con las puntas de los dedos. Un observador se asegura de que la varilla esté a plomo en la dirección lateral comprobando su coincidencia con el cable vertical y hace señales para cualquier ajuste necesario. El técnico en varillas puede ahorrar tiempo apuntando a lo largo del costado de la varilla para alinearla con un poste de teléfono, un árbol o el costado de un edificio. El avance a lo largo de la línea hacia el instrumento es más difícil, pero sostener la varilla contra los dedos de los pies, el estómago y la nariz la acercará a una posición vertical. También se puede utilizar una plomada suspendida a lo largo de la varilla y, en este procedimiento, la varilla se ajusta en posición hasta que su borde esté paralelo a la cuerda.

■ Ejemplo 5.1

En la Figura 5.2, ¿qué error resulta si la varilla se mantiene en la posición AD, y si AE = 10 pies y EB = 6 pulgadas?

Solución

Usando el teorema de Pitágoras, la varilla vertical es

$$AB = \sqrt{10^2 - 0{,}5^2} = 9{,}987 \text{ pies}$$

Por lo tanto, el error es 10,00 - 9,987 = 0,013 pies, ó 0,01 pies.

Los errores de la magnitud del Ejemplo 5.1 son graves, ya sea que los resultados se lleven a cabo a centésimas o milésimas. Hacen necesaria una aplomación cuidadosa, particularmente para lecturas de varillas altas.

■ 5.4 NIVELACIÓN DIFERENCIAL

La Figura 5.4 ilustra el procedimiento seguido en la nivelación diferencial. En la figura, la elevación del nuevo BM Oak se debe determinar originando un circuito de nivelación en BM Mil establecido. Al ejecutar este circuito, la primera lectura, una mira positiva, se toma en el punto de referencia establecido. A partir de ella, se puede calcular el HI utilizando la Ecuación (4.4). Luego se toma una mira negativa en el primer punto intermedio (llamado punto de giro y etiquetado TP1 en la figura), y por la Ecuación (4.5) se obtiene su elevación. El proceso de tomar una mira positiva, seguida de una mira negativa, se repite una y otra vez hasta que se completa el circuito. Como se muestra en el ejemplo de la Figura 5.4, se necesitaron cuatro configuraciones de instrumentos para completar la mitad del circuito (el recorrido desde BM Mil hasta BM Oak).

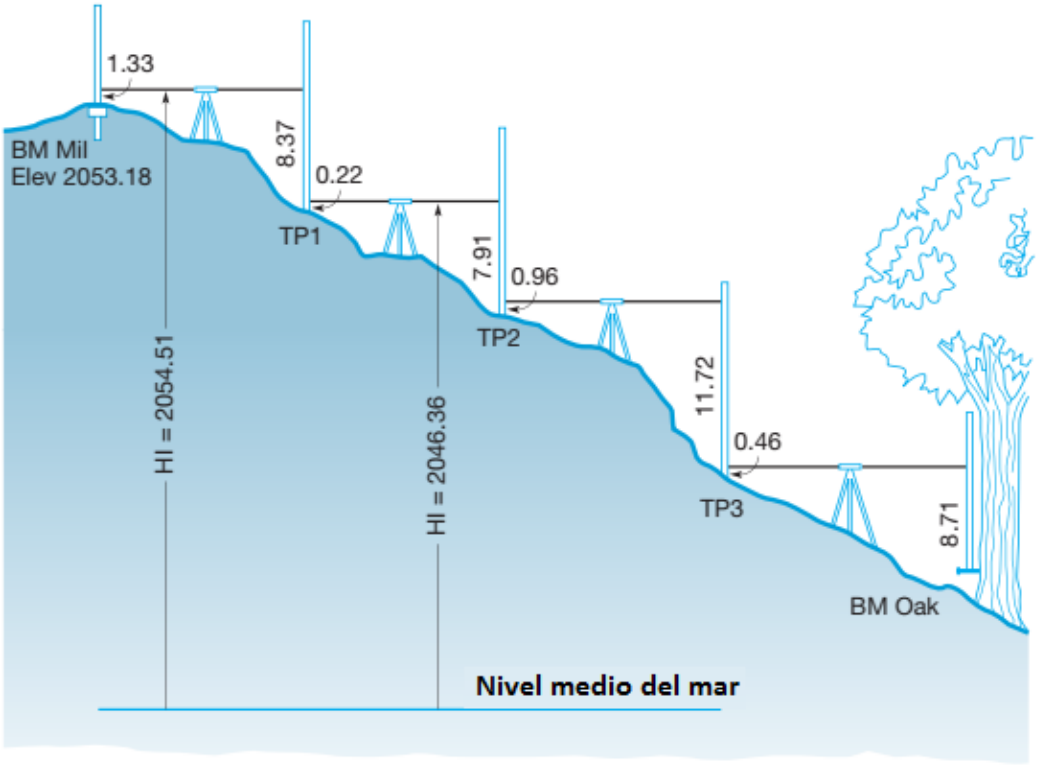
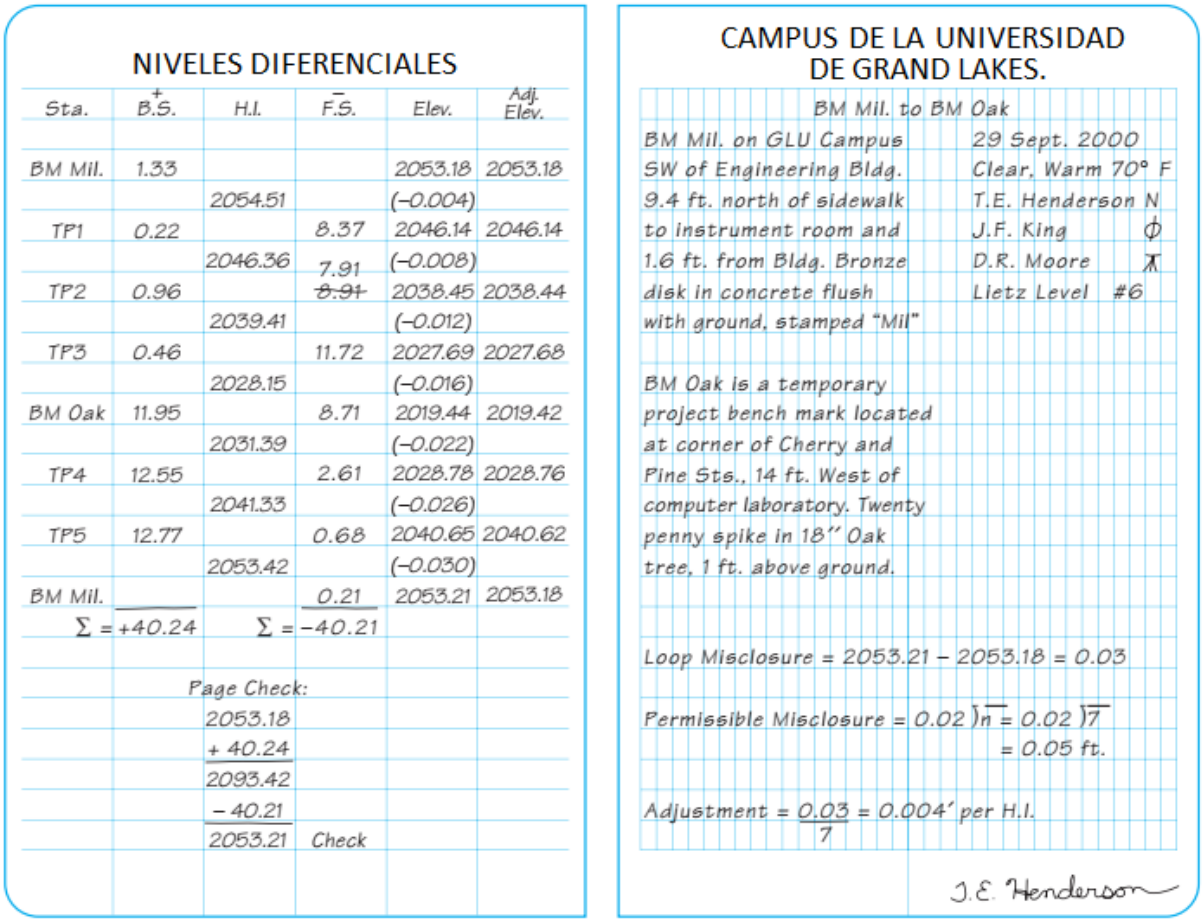


Figura 5.4
Nivelación diferencial.

Las notas de campo para el ejemplo de la Figura 5.4 se dan en la Figura 5.5. Como se ilustra en esta figura, se utiliza una forma tabular de notas de campo para la nivelación diferencial, y la suma y resta para calcular los Hi y elevaciones se realiza directamente en las notas. Estas notas también muestran los datos para el recorrido de regreso desde BM Oak hasta BM Mil para completar el circuito. Es importante en la nivelación diferencial ejecutar circuitos cerrados para que se pueda verificar la precisión del trabajo, como se discutirá más adelante. Como se señaló, los puntos intermedios sobre los que se sostiene la varilla al ejecutar un circuito de nivelación diferencial se denominan puntos de giro (TP). Se toman lecturas de la varilla en cada uno, una mira negativa seguida de una mira positiva. Los puntos de giro deben ser objetos sólidos con un punto alto definido. La selección cuidadosa de puntos de giro estables es esencial para lograr resultados precisos. Los pasadores de giro de acero y los clavos de ferrocarril clavados en suelo firme son excelentes puntos de giro cuando no se dispone de objetos permanentes de manera conveniente. En la nivelación diferencial, las longitudes horizontales para las miras positivas y negativas deben hacerse aproximadamente iguales. Esto se puede hacer marcando el paso, midiendo la distancia con estadígrafos, contando la longitud de los raíles o las juntas del pavimento si se trabaja a lo largo de una vía o una carretera, o con cualquier otro método conveniente. Las lecturas con estadígrafos son las más precisas de estos métodos y se analizarán en detalle. En el pasado, los estadígrafos se utilizaban comúnmente para la cartografía.1 El método de estadígrafos determina la distancia horizontal a los puntos mediante el uso de lecturas en los cables superior e inferior (estadígrafos) del retículo.

1 Los lectores interesados en utilizar estadígrafos con fines cartográficos deben consultar ediciones anteriores de este libro.



NIVELES DIFERENCIALES

Sta.	+ B.S.	H.I.	− F.S.	Elev.	Adj. Elev.
BM Mil.	1.33			2053.18	2053.18
		2054.51		(–0.004)	
TP1	0.22		8.37	2046.14	2046.14
		2046.36	7.91	(–0.008)	
TP2	0.96		~~8.91~~	2038.45	2038.44
		2039.41		(–0.012)	
TP3	0.46		11.72	2027.69	2027.68
		2028.15		(–0.016)	
BM Oak	11.95		8.71	2019.44	2019.42
		2031.39		(–0.022)	
TP4	12.55		2.61	2028.78	2028.76
		2041.33		(–0.026)	
TP5	12.77		0.68	2040.65	2040.62
		2053.42		(–0.030)	
BM Mil.			0.21	2053.21	2053.18
Σ =	+40.24	Σ =	−40.21		

Page Check:
2053.18
+ 40.24
2093.42
− 40.21
2053.21 Check

CAMPUS DE LA UNIVERSIDAD DE GRAND LAKES.

BM Mil. to BM Oak

BM Mil. on GLU Campus SW of Engineering Bldg. 9.4 ft. north of sidewalk to instrument room and 1.6 ft. from Bldg. Bronze disk in concrete flush with ground, stamped "Mil"

29 Sept. 2000
Clear, Warm 70° F
T.E. Henderson N
J.F. King ϕ
D.R. Moore ϗ
Lietz Level #6

BM Oak is a temporary project bench mark located at corner of Cherry and Pine Sts., 14 ft. West of computer laboratory. Twenty penny spike in 18" Oak tree, 1 ft. above ground.

Loop Misclosure = 2053.21 – 2053.18 = 0.03

Permissible Misclosure = $0.02\sqrt{n} = 0.02\sqrt{7}$
= 0.05 ft.

Adjustment = $\frac{0.03}{7}$ = 0.004′ per H.I.

J.E. Henderson

Figura 5.5
Notas de nivelación diferencial para la Figura 5.4.

El método se basa en el principio de que en triángulos semejantes, cuyos lados correspondientes son proporcionales. En la Figura 5.6, que muestra un telescopio con una lente simple, los rayos de luz de los puntos A y B pasan a través del centro de la lente y forman un par de triángulos semejantes AmB y amb. Aquí AB = I es la intersección de las varillas (intervalo estadimétrico) y ab = i es el espaciado entre los alambres estadimétricos. Los símbolos estándar utilizados en las observaciones estadimétricas y sus definiciones son los siguientes (consulte la Figura 5.6):

f = longitud focal de la lente (una constante para cualquier lente objetivo compuesta particular)

i = espaciado entre los alambres estadimétricos (ah en la Figura 5.6)

f/i = factor de intervalo estadimétrico, generalmente 100 y denotado por K

I = intersección de la varilla (AB en la Figura 5.6), también llamado intervalo estadimétrico

c = distancia desde el centro del instrumento (eje vertical) hasta el centro de la lente objetivo (varía levemente al enfocar la lente objetivo para diferentes longitudes de mira, pero generalmente se considera una constante)

C = constante estadimétrica = c + f

d = distancia desde el punto focal F frente al telescopio hasta la cara de la varilla

D = distancia desde el centro del instrumento hasta la cara de la varilla = C + d

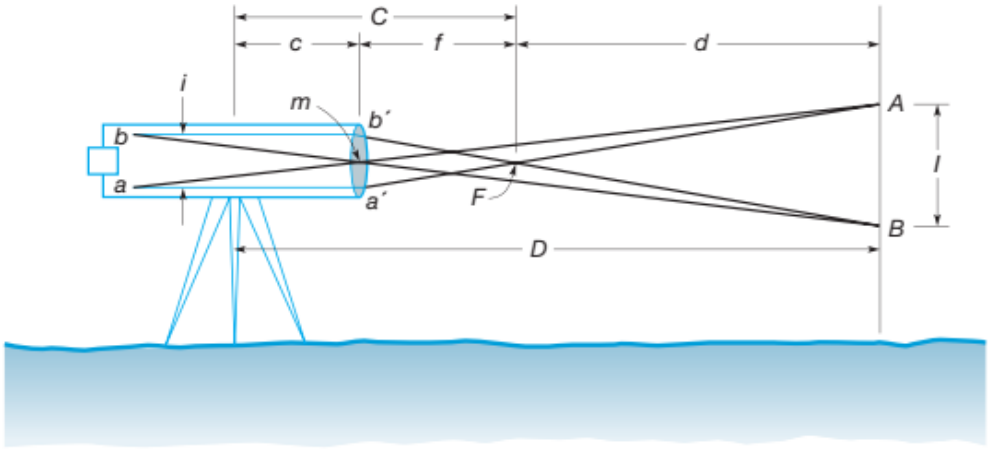


Figura 5.6
Principio de los estadios.

A partir de triángulos similares de la figura 5.6

$$\frac{d}{f} = \frac{I}{i} \quad \text{or} \quad d = \frac{f}{i} I = KI$$

De este modo

$$D = KI + C \qquad \textbf{(5.1)}$$

La geometría ilustrada en la Figura 5.6 pertenece a un tipo simplificado de telescopio de enfoque externo. Se ha utilizado porque un dibujo sencillo muestra correctamente las relaciones y ayuda a derivar la ecuación estadimétrica. Estos telescopios están ahora obsoletos en los instrumentos topográficos. La lente objetivo de un telescopio de enfoque interno (el tipo que se utiliza ahora en los instrumentos topográficos) permanece fija en su posición, mientras que una lente de enfoque negativo móvil entre la lente objetivo y el plano de la cruz filar cambia las direcciones de los rayos de luz. Como resultado, la constante estadimétrica (C) es tan pequeña que se puede suponer igual a cero y desaparece de la ecuación (5.1). Por lo tanto, la ecuación para la distancia en una mira estadimétrica horizontal se reduce a

$$D = KI \qquad \textbf{(5.2)}$$

Las líneas estadimétricas fijas en teodolitos, tránsitos, niveles y alidades son generalmente espaciadas por los fabricantes de instrumentos para hacer que el factor de intervalo estadimétrico f/i = K sea igual a 100. Debe determinarse la primera vez que se utiliza un instrumento, aunque el valor específico del fabricante publicado dentro del estuche de transporte no cambiará a menos que se reemplacen o ajusten la cruz, el retículo o las lentes. Para determinar el factor de intervalo estadimétrico K, se lee la intersección de la varilla I para una mira horizontal de distancia conocida D. Luego, en una forma alternativa de la ecuación (5.2), el factor de intervalo estadimétrico es K = D/I. Como ejemplo, a una distancia medida de 300,0 pies, se leyó un intervalo de varilla de 3,01. Entonces K = 300,0/3,01 = 99,7. La precisión en la determinación de K se incrementa promediando los valores de varias líneas cuyas longitudes observadas varían de aproximadamente 100 a 500 pies en incrementos de 100 pies. El lector debe tener en cuenta que, en la nivelación diferencial, las distancias de mira reales hasta la mira no son importantes. Todo lo que se necesita equilibrar son los intervalos de las miras en las miras positivas y negativas entre los puntos de referencia para garantizar que las distancias de mira estén equilibradas.

El equilibrio de las miras positivas y negativas eliminará los errores debidos al desajuste del instrumento (el más importante) y los efectos combinados de la curvatura y refracción de la Tierra, como se muestra en la Figura 5.6. Aquí e_1 y e_2 son los errores combinados de curvatura y refracción para las miras positivas y negativas, respectivamente. Si D_1 y D_2 se hacen iguales, e_1 y e_2 también son iguales. En los cálculos, se suma e_1 y se resta e_2; por lo tanto, se cancelan entre sí. El procedimiento para leer los tres cables del instrumento se conoce como nivelación de tres cables, que se analiza en la Sección 5.8. La Figura 5.7 también se puede utilizar para ilustrar la importancia de equilibrar las longitudes de las miras si existe un error de colimación en la línea de visión del instrumento. Esta condición existe si, después de

nivelar el instrumento, su línea de visión no es horizontal. Por ejemplo, supongamos en la Figura 5.7 que, debido a que la línea de visión se dirige sistemáticamente por debajo de la horizontal, se produce un error e_1 en la mira positiva. Pero si D_1 y D_2 se hacen iguales, se producirá un error e_2 (igual a e_1) en la mira negativa y las dos se cancelarán, eliminando así el efecto del error instrumental. En pendientes puede resultar algo difícil equilibrar las longitudes de las miras positivas y negativas, pero siguiendo una trayectoria en zigzag se puede lograr por lo general. Debe recordarse que los errores de curvatura de la Tierra, refracción y colimación son sistemáticos y se acumularán en largas líneas de nivelación si no se tiene cuidado de equilibrar las distancias de las miras positivas y negativas. Un punto de referencia se describe en el libro de campo la primera vez que se usa, y luego anotando el número de página en el que se registró. Las descripciones comienzan con la ubicación general y deben incluir suficientes detalles para permitir que una persona no familiarizada con el área encuentre la marca fácilmente (vea las notas de campo de las Figuras 5.5 y 5.12). Un punto de referencia generalmente recibe el nombre de algún objeto prominente en el que se encuentra o cerca, para ayudar a describir su ubicación; es preferible una palabra. Algunos ejemplos son BM Rio, BM Torre, BM Esquinar y BM Puente. En los estudios extensos, los puntos de referencia suelen numerarse consecutivamente. Aunque es ventajoso para identificar posiciones relativas a lo largo de una línea, este método está más sujeto a errores en el marcado o registro de campo. Las imágenes digitales del punto de referencia, una que muestra un primer plano del monumento y otra que muestra el horizonte del punto de referencia con la regla de nivelación ubicada en el monumento, a menudo pueden ayudar en la recuperación posterior del monumento. Los puntos de giro también se numeran consecutivamente, pero no se describen en detalle, ya que son simplemente un medio para un fin y, por lo general, no tendrán que reubicarse. Sin embargo, si es posible, es aconsejable seleccionar puntos de giro que se puedan reubicar, de modo que si es necesario repetir las pruebas en líneas largas debido a errores, se pueda reducir el trabajo de campo. Antes de que un grupo abandone el campo, se deben realizar todas las comprobaciones de notas posibles para detectar cualquier error aritmético y verificar el logro de un cierre aceptable. La suma algebraica de las vistas positivas y negativas aplicadas a la primera elevación deberían dar la última elevación.

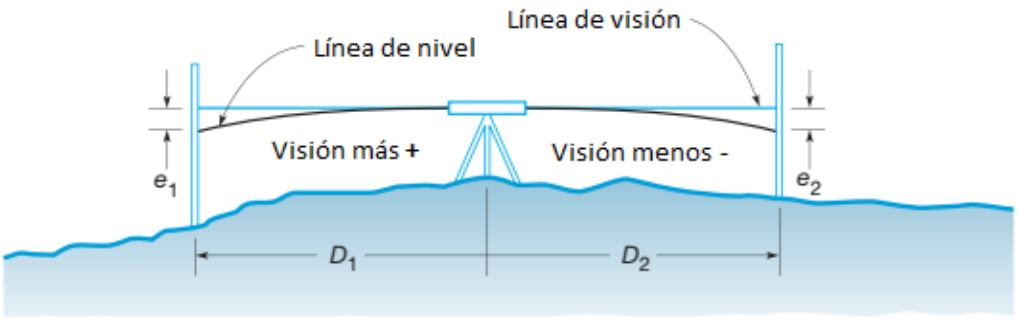


Figura 5.7
Equilibrio de distancias de visibilidad positivas y negativas para cancelar errores causados p or la curvatura y la refracción.

Este cálculo comprueba la suma y la resta de todos los puntos de HI y de giro a menos que se hayan cometido errores de compensación. Cuando se lleva a cabo para cada página de tabulaciones de la izquierda, se denomina comprobación de página. En la Figura 5.5, por ejemplo, observe que la comprobación de página se asegura sumando la suma de las referencias atrás, 40,24, a la elevación inicial 2053,18, y luego restando la suma de las referencias adelante, 40,21, para obtener 2053,21, que comprueba la última elevación. Como se señaló anteriormente, la nivelación siempre debe comprobarse ejecutando circuitos cerrados o bucles. Esto se puede hacer volviendo al punto de referencia inicial, como se demuestra con las notas de campo en la Figura 5.5, o terminando el circuito en otro punto de referencia de igual o mayor confiabilidad. La elevación final debe coincidir con la elevación inicial si se regresa al punto de referencia inicial. La cantidad en la que difieren es el error de cierre del bucle. Observe que en la Figura 5.5, se obtuvo un error de cierre del bucle de 0,03 pies. Si se realiza el cierre hasta otro punto de referencia, el error de cierre de la sección es la diferencia entre la elevación dada del punto de referencia de cierre y su elevación obtenida después de nivelar a través de la sección. Las especificaciones, o el propósito de la medición, fijan los errores de cierre permisibles (ver Sección 5.5). Si se excede el error de cierre permisible, se deben realizar una o más corridas adicionales. Cuando se logra un error de cierre aceptable, se obtienen las elevaciones finales haciendo un ajuste (ver Sección 5.6). Tenga en cuenta que al ejecutar un circuito de nivel entre puntos de referencia, se debe realizar una nueva configuración del instrumento antes de comenzar la corrida de regreso para obtener una verificación completa. En la Figura 5.5, por ejemplo, se leyó una mira negativa de 8,71 en BM Oak para finalizar la corrida de ida, y se registró una mira positiva de 11,95 para comenzar la vuelta, lo que muestra que se había realizado una nueva configuración. De lo contrario, se aceptaría un error en la lectura de la mira negativa final para la primera mira positiva en la corrida

de regreso. Se asegura una verificación aún mejor vinculando la corrida a un punto de referencia diferente. Si la elevación por encima de un punto de referencia vertical particular (es decir, NAVD88) está disponible para el punto de referencia inicial, las elevaciones determinadas para todos los puntos intermedios a lo largo del circuito también se referenciarán al mismo punto de referencia. Sin embargo, si no se conoce la elevación del punto de referencia inicial por encima del punto de referencia, se puede utilizar un valor supuesto y todas las elevaciones se convertirán al punto de referencia más tarde aplicando una constante. Un lago o estanque que no esté perturbado por el viento, la entrada o la salida de agua puede servir como un punto de giro extendido. Se deben utilizar estacas clavadas al ras del agua o rocas cuyos puntos más altos estén a este nivel. Sin embargo, este nivel de agua como punto de giro se debe utilizar con precaución ya que los cuerpos de agua generalmente fluyen hacia una salida y, por lo tanto, pueden tener diferencias en las elevaciones a lo largo de sus superficies. A veces se utilizan líneas de niveles con dos varillas en trabajos importantes. En este procedimiento, se toman las miras positivas y negativas en dos puntos de giro, utilizando dos varillas de cada configuración, y las lecturas se llevan en columnas separadas en forma de notas. Se obtiene una verificación en cada configuración del instrumento si el HI concuerda para ambas líneas. Este mismo resultado se puede lograr utilizando un solo conjunto de puntos de giro y leyendo ambos lados de una sola varilla que tiene dos caras, es decir, un lado en pies y el otro en metros. Estas varillas se utilizan a menudo en la nivelación precisa. En el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered .com/ghilani hay videos instructivos que se pueden descargar. El video notas de campo de nivelación diferencial.mp4 analiza el proceso de nivelación diferencial, la introducción de lecturas en su cuaderno de campo y el ajuste de un simple lazo de nivelación diferencial.

■ 5.5 PRECISIÓN

La precisión en la nivelación se incrementa repitiendo las observaciones, haciendo comparaciones frecuentes con puntos de referencia establecidos, utilizando equipo de alta calidad, manteniéndolo en buen estado de ajuste y realizando el proceso de medición con cuidado. Sin embargo, sin importar cuán cuidadosamente se ejecute el trabajo, existirán errores y serán evidentes en forma de errores de cierre, como se discutió en la Sección 5.4. Para determinar si el trabajo es aceptable o no, los errores de cierre se comparan con los valores permisibles sobre la base del número de configuraciones o la distancia cubierta. Varias organizaciones establecen estándares de precisión basados en los requisitos de sus proyectos. Por ejemplo, en un estudio de construcción simple, se podría utilizar un error de cierre permisible de C = 0.02 ft $\sqrt{n}$, donde n es el número de configuraciones. Nótese que este criterio se aplicó para el circuito de nivelación en las notas de campo de la Figura 5.5. El Subcomité Federal de Control Geodético (FGCS) recomienda la siguiente fórmula para calcular los errores de cierre permisibles 2:

$$C = m\sqrt{K} \qquad (5.3)$$

donde C es el error de cierre permisible de bucle o $sección^3$, en milímetros; m es una constante; y K la longitud total nivelada, en kilómetros. Para los “bucles” (circuitos que comienzan y terminan en el mismo punto de referencia), K es la distancia total del perímetro, y el FGCS especifica constantes de 4, 5, 6, 8 y 12 mm para las cinco clases de nivelación, designadas, respectivamente, como (1) clase I de primer orden, (2) clase II de primer orden, (3) clase I de segundo orden, (4) clase II de segundo orden y (5) tercer orden. Para las “secciones”, las constantes son las mismas, excepto que se aplican 3 mm para la clase I de primer orden. El orden particular de precisión recomendado para un tipo de proyecto dado se analiza en la Sección 19.7.

■ EJEMPLO 5.2

Se ejecuta un circuito de nivelación diferencial desde un BM *A* establecido hasta un punto a 2 millas de distancia y de regreso, con un error de cierre de 0,056 pies. ¿Qué nivelación de orden representa esto?

SOLUCIÓN

$$C = \frac{0.056 \text{ ft}}{0.0028 \text{ ft/mm}} = 17 \text{ mm}$$

$$K = (2 \text{ mi} + 2 \text{ mi}) \times 1.61 \text{ km/mi} = 6.4 \text{ km}$$

Mediante una forma reordenada de la ecuación 5.1,

$$m = \frac{C}{\sqrt{K}} = \frac{17}{\sqrt{6.4}} = 6.7$$

2 El FGCS era anteriormente el FGCC (Federal Geodetic Control Committee). Sus especificaciones completas para nivelación están disponibles en un folleto titulado "Standards and Specification for Geodetic Control Networks" (septiembre de 1984). La información sobre cómo obtener esta y otras publicaciones relacionadas se puede obtener en el siguiente sitio web: http://www.ngs.noaa.gov. También se pueden realizar consultas por correo electrónico a info_center@ngs.noaa.gov, o escribiendo al National Geodetic Information Center, NOAA, National Geodetic Survey, 1315 East West Highway, Station 9202, Silver Spring, MD 20910; teléfono: (301) 713-3242.

3 Una sección consta de una línea de niveles que comienza en un punto de referencia y se cierra en otro.

Esta nivelación cumple con el nivel de tolerancia permitido de 8 mm para trabajos de clase II de segundo orden, pero no cumple con el nivel de 6 mm para trabajos de clase I de segundo orden, y si se hubiera especificado ese estándar, el trabajo tendría que repetirse. Cabe señalar que, si bien este estudio cumplió con la tolerancia de cierre para un trabajo de clase II de segundo orden, tal como se especifica en las Normas y Especificaciones para Redes de Control Geodésico del FGCS, se deben cumplir otros requisitos antes de que el estudio pueda certificarse para cumplir con cualquier nivel de las normas. El lector debe consultar las normas enumeradas en la bibliografía al final de este capítulo.

Como la distancia nivelada es proporcional al número de configuraciones de instrumentos, los criterios de desajuste se pueden especificar utilizando esa variable. Por ejemplo, si se toman medidas a una distancia de 200 pies, espaciando así las configuraciones de instrumentos a unos 400 pies, se realizarán aproximadamente 8,2 configuraciones/km. Para la nivelación de clase II de segundo orden, el desajuste permisible será entonces, nuevamente por la ecuación (5.1)

$$C = \frac{8}{\sqrt{8.2}}\sqrt{n} = 2.8\sqrt{n}$$

donde C es el error de cierre permitido, en milímetros; y *n* el número de veces que se configura el instrumento. Es importante señalar que cumplir con el criterio *4* de error de cierre del FGCS4 por sí solo no garantiza que se haya cumplido con un cierto orden de precisión. Debido a los errores de compensación, es posible, por ejemplo, que los instrumentos rudimentarios y las técnicas de bajo orden puedan producir pequeños errores de cierre, pero las elevaciones intermedias a lo largo del circuito pueden contener grandes errores. Para ayudar a garantizar que se haya cumplido realmente con un nivel dado de precisión, además de indicar los errores de cierre permitidos, el FGCS también especifica el equipo y los procedimientos que se deben utilizar para lograr un orden dado de precisión. Estas especificaciones identifican los requisitos de calibración para los instrumentos de nivelación (incluidas las varillas) y también describen los procedimientos de campo requeridos que se deben utilizar. Entonces, si se ha cumplido con el error de cierre especificado para un orden dado de precisión, al emplear los instrumentos y procedimientos apropiados, se puede esperar razonablemente que todas las elevaciones intermedias a lo largo del circuito se establezcan según ese orden. Los procedimientos de campo especificados por el FGCS incluyen distancias mínimas al suelo para la línea de visión, diferencias permitidas entre las longitudes de pares de distancias de referencia

retrospectiva y de referencia prospectiva, y longitudes máximas de mira. Como ejemplos, se permiten longitudes de mira de no más de 50 m para la clase I de primer orden, mientras que se permiten longitudes de hasta 90 m para el tercer orden. Como se indica en las Secciones 5.4 y 5.8, el método estadimétrico es conveniente para medir las longitudes de las referencias retrospectiva y de las referencias prospectiva para verificar su aceptación.

■ 5.6 AJUSTES DE CIRCUITOS DE NIVEL SIMPLE

Puesto que los errores de cierre permisibles se basan en las longitudes de las líneas niveladas o en el número de configuraciones, es lógico ajustar las elevaciones en proporción a estos valores. Las diferencias de elevación observadas *d* y las longitudes de las secciones L se muestran para un circuito en la Figura 5.8.

4 Se puede obtener una lista completa de las especificaciones para realizar la nivelación de control geodésico en http://www.ngs.noaa.gov/fgcs/tech_pub/1984-stds-specs-geodetic-control-networks.htm.

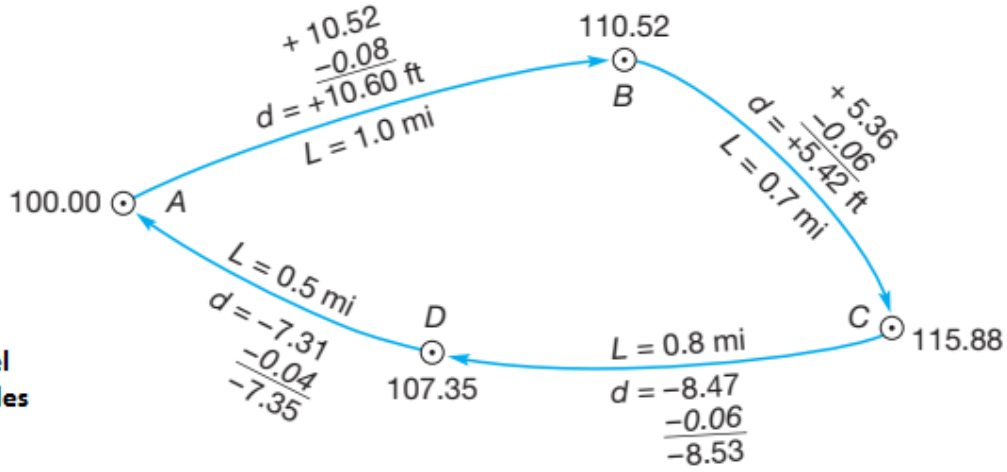


Figura 5.8
Ajuste del circuito de nivel en función de las longitudes de las líneas.

El error de cierre encontrado por la suma algebraica de las diferencias de elevación es +0,24 pies. Al sumar las longitudes de las secciones se obtiene una longitud total del circuito de 3,0 millas. Luego, los ajustes de elevación se multiplican (0,24 pies/3,0) por las longitudes correspondientes, lo que da correcciones de -0,08, -0,06, -0,06 y -0,04 pies (mostrados en la figura). Las diferencias de elevación ajustadas (mostradas en negro) se utilizan para obtener las elevaciones finales de los puntos de referencia (también mostrados en negro en la figura). Cualquier error de cierre que no cumpla con las tolerancias puede requerir repeticiones en lugar de ajustes. En la Figura 5.5, el ajuste por error de cierre se realizó en función de la cantidad de configuraciones del instrumento. Por lo tanto, después de verificar que el error de cierre de 0,03 pies estaba dentro de la tolerancia, la corrección por configuración fue de 0,03/7 = 0,004 pies. Dado que los errores en la nivelación se acumulan, el primer punto recibe una corrección de 1 X 0,004, el segundo 2 X 0,004, y así sucesivamente. Las correcciones se muestran entre paréntesis sobre cada elevación no ajustada en la Figura 5.5. Sin embargo, las elevaciones corregidas se redondean a la centésima de pie más cercana. Los circuitos de nivel con diferentes longitudes y rutas a veces se ejecutan desde puntos de referencia dispersos para obtener la elevación de un punto de referencia dado. El valor más probable para una elevación de punto de referencia se puede calcular entonces a partir de una media ponderada de las observaciones, variando los pesos inversamente con las longitudes de la línea. Al ejecutar circuitos de nivel, especialmente los largos, se recomienda que algunos puntos de giro o puntos de referencia utilizados en la primera parte del circuito se incluyan nuevamente en el recorrido de regreso. Esto crea un circuito de bucles múltiples y, si existe un error o una equivocación importante, su ubicación se puede aislar en uno de los bucles más pequeños. Esto ahorra tiempo porque sólo es necesario volver a ejecutar el bucle más pequeño que contiene el error o la

equivocación. Aunque el método de mínimos cuadrados (consulte la Sección 16.6) es el mejor método para ajustar circuitos que contienen dos o más bucles, también se puede emplear un procedimiento aproximado. En este método, cada bucle se ajusta por separado, comenzando con el que está más alejado del punto de referencia de cierre.

■ **5.7 NIVELACIÓN RECÍPROCA** En ocasiones, al nivelar a través de características topográficas como ríos, lagos y cañones, resulta difícil o imposible mantener las miras positivas y negativas cortas e iguales. En tales lugares se puede utilizar la nivelación recíproca. Como se muestra en la Figura 5.9, se coloca un nivel en un lado de un río en X, cerca de A, y se toman lecturas con una varilla en los puntos A y B. Como XB es muy largo, se toman varias lecturas para calcular el promedio. Para ello, se hace la lectura, se giran los tornillos de nivelación para desnivelar el instrumento, se vuelve a nivelar y se vuelve a leer. El proceso se repite dos, tres, cuatro o más veces. Luego, el instrumento se acerca a Y, y se sigue el mismo procedimiento. Las dos diferencias de elevación entre A y B, determinadas primero con un instrumento en X y luego en Y, no coincidirán normalmente debido a la curvatura, la refracción y los errores personales e instrumentales. Sin embargo, en el procedimiento que acabamos de describir, la larga distancia hacia delante de X a B se equilibra con la larga distancia hacia atrás de Y a A. De este modo, el promedio de las dos diferencias de elevación cancela los efectos de la curvatura, la refracción y los errores instrumentales, por lo que el resultado se acepta como el valor correcto si la precisión de las dos diferencias parece satisfactoria. Los retrasos en X e Y deben minimizarse porque la refracción varía con las condiciones atmosféricas cambiantes.

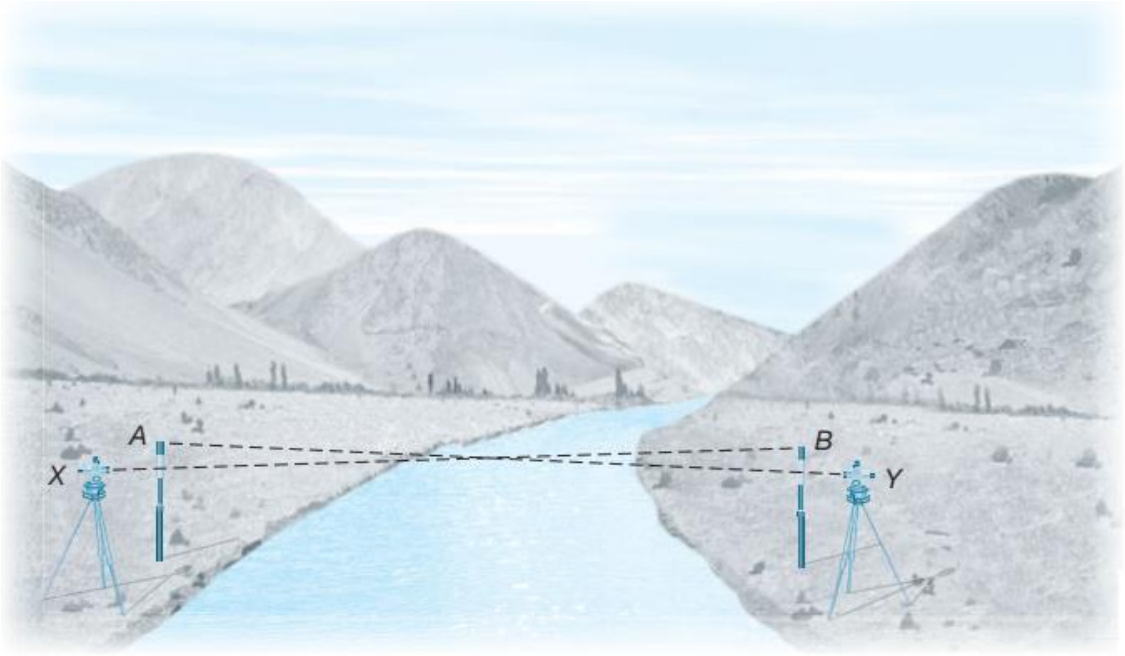


Figura 5.9
Nivelación recíproca

■ **5.8 NIVELACIÓN DE TRES HILOS**

Como lo implica su nombre, la nivelación de tres hilos consiste en hacer lecturas de la mira en los retículos superior, medio e inferior. Anteriormente se utilizaba principalmente para trabajos de precisión, pero se puede utilizar en proyectos que requieren sólo precisión ordinaria. El método tiene las ventajas de (1) proporcionar verificaciones contra errores de lectura de la mira, (2) producir mayor precisión porque están disponibles los promedios de tres lecturas y (3) proporcionar mediciones estadimétricas de longitudes de mira para ayudar a equilibrar las distancias de mira hacia atrás y hacia adelante. En el procedimiento de tres hilos, la diferencia entre las lecturas superior e intermedia se compara con la diferencia entre los valores intermedio e inferior. Deben coincidir dentro de una o dos de las unidades más pequeñas que se registran (generalmente 0,1 o 0,2 del menor recuento de graduaciones de la mira); de lo contrario, las lecturas se repiten. Se utiliza un promedio de las tres lecturas como una verificación computacional contra el hilo

intermedio. Como se señala en la Sección 5.4, la diferencia entre las lecturas superior e inferior multiplicado por el factor de intervalo estadimétrico del instrumento da las distancias de observación. En la nivelación, las distancias a menudo no son importantes. Lo que es importante es que la suma de las miras positivas sea aproximadamente igual a la suma de las miras negativas, lo que elimina los errores debidos a errores de curvatura, refracción y colimación. En la Figura 5.10 se presenta un conjunto de notas de campo de muestra para el método de tres cables. Las lecturas de referencia en BM A de 0,718, 0,633 y 0,550 m tomadas en los cables superior, medio e inferior, respectivamente, dan diferencias superior e inferior (multiplicadas por 100) de 8,5 y 8,3 m, que coinciden dentro de la tolerancia aceptable. La medición estadimétrica de la longitud de referencia (la suma de las diferencias superior e inferior) es de 16,8 m. El promedio de las tres lecturas de referencia en BM A, 0,6337 m, coincide dentro de 0,0007 m de la lectura del medio. La longitud de referencia estadística de 15,9 m en esta configuración está dentro de 0,9 m de la longitud de referencia y es satisfactoria. El HI (104,4769 m) para la primera configuración se obtiene sumando la lectura de referencia a la elevación de BM A. Restando la lectura de referencia en TP1 se obtiene su elevación (103,4256 m). Este proceso se repite para cada configuración.

NIVELACIÓN DE TRES HILOS EN EL CAMINO AL LAGO TAYLOR

Sta.	+ VISTA	Stadimetría	− VISTA	Stadimetría	Elev.
BM A					103.8432
	0.718		1.131		
	0.633	8.5	1.051	8.0	+0.6337
	0.550	8.3	0.972	7.9	104.4769
3	1.901	16.8	3 3.154	15.9	−1.0513
	+0.6337		−1.0513		
TP1					103.4256
	1.151		1.041		
	1.082	6.9	0.969	7.2	+1.0820
	1.013	6.9	0.897	7.2	104.5076
3	3.246	13.8	3 2.907	14.4	−0.9690
	+1.0820		−0.9690		
TP2					103.5386
	1.908		1.264		
	1.841	6.7	1.194	7.0	+1.8410
	1.774	6.7	1.123	7.1	105.3796
3	5.523	13.4	3 3.581	14.1	−1.1937
	+1.8410		−1.1937		
BM B					104.1859
Σ	+3.5567		Σ −3.2140		Check
Page	Check:				
	103.8432	+3.5567	−3.2140	= 104.1	859

Figura 5.10
Notas de campo de muestra para nivelación de tres cables.

■ 5.9 NIVELACIÓN DE PERFILES

Antes de que los ingenieros puedan diseñar adecuadamente instalaciones lineales como carreteras, ferrocarriles, líneas de transmisión, acueductos, canales, alcantarillas y cañerías de agua, necesitan información precisa sobre la topografía a lo largo de las rutas propuestas. La nivelación de perfiles, que produce elevaciones en puntos definidos a lo largo de una línea de referencia, proporciona los datos necesarios. Las subsecciones que siguen tratan temas pertinentes a la nivelación de perfiles e incluyen el replanteo y la colocación de la línea de referencia, los procedimientos de campo para la nivelación de perfiles y el dibujo y uso del perfil.

5.9.1 REPLANTEO Y ESTABLECIMIENTO DE LA LÍNEA DE REFERENCIA

Dependiendo del proyecto en particular, la línea de referencia puede ser un solo segmento recto, como en el caso de una línea corta de alcantarillado; una serie de segmentos rectos conectados que cambian de dirección en puntos de ángulo, como en el caso de las líneas de transmisión; o segmentos rectos unidos por curvas, como ocurre en las carreteras y los ferrocarriles. La alineación requerida para cualquier instalación propuesta normalmente habrá sido seleccionada como resultado de un diseño preliminar, que generalmente se basa en un estudio de mapas y fotografías aéreas existentes. La alineación de referencia será con mayor frecuencia la línea central de construcción propuesta, aunque con frecuencia se utilizan líneas de referencia desplazadas. Para replantear la línea de referencia propuesta, primero se establecerán puntos clave como los puntos de inicio y fin y los puntos de ángulo. Luego se colocarán estacas intermedias en la línea, generalmente a intervalos de 100 pies si se utiliza el sistema inglés de unidades, pero a veces a un espaciamiento más cercano. Si se utiliza el sistema métrico, las estacas generalmente se colocan a 10, 20, 30 o 40 m de espaciamiento, según las condiciones. Las distancias para el replanteo se pueden medir con cinta o utilizando el componente de medición electrónica de distancias (EDM) de un instrumento de estación total que funcione en su modo de seguimiento (consulte las Secciones 8.2 y 23.9).

En la topografía de rutas, se utiliza un sistema llamado estacionamiento para especificar la posición horizontal relativa de cualquier punto a lo largo de la línea de referencia. El punto de inicio se designa generalmente con algún valor arbitrario, por ejemplo, en el sistema inglés de unidades, 10 + 00 o 100 + 00, aunque se puede utilizar 0 + 00. Si el punto de inicio fue 10 + 00, una estaca a 100 pies a lo largo de la línea a partir de él se designaría 11 + 00, la de 200 pies a lo largo de la línea 12 + 00, etc. El término estación completa se aplica a cada uno de estos puntos establecidos en incrementos de 100 pies. Este es el incremento habitual de estacas en áreas rurales. Un punto situado entre dos estaciones completas, por ejemplo, 84,90 pies más allá de la estación 17 + 00, se designaría 17 + 84,90. Por lo tanto, las ubicaciones de los puntos intermedios se especifican por su estación completa precedente más cercana y su denominado signo más. Para la estación 17 + 84,90, el signo más es 84,90. Si se utiliza el sistema métrico, las estaciones completas están separadas por 1 km (1000 m). El punto de inicio de una línea de referencia puede designarse arbitrariamente como 1 + 000 o 10 + 000, pero también se podría utilizar 0 + 000. En las zonas rurales, los puntos intermedios normalmente se establecen en incrementos de 30 o 40 m a lo largo de la línea, y se designan nuevamente por sus signos más. Si el punto de inicio fuera 1 + 000 y se establecieran estacas a intervalos de 40 m, entonces se establecerían 1 + 040, 1 + 080, 1 + 120, etc.

En terrenos accidentados y en situaciones urbanas, las estacas normalmente se colocan más juntas, por ejemplo en medias estaciones (incrementos de 50 pies) o incluso en cuartos de estaciones

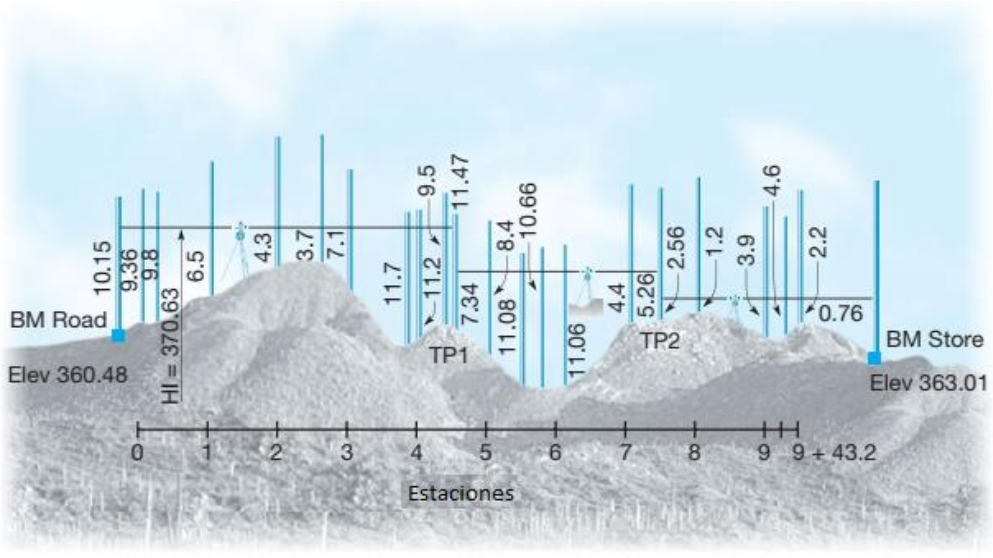


Figura 5.11
Nivelación de perfiles.

(incrementos de 25 pies) en el sistema inglés de unidades. En el sistema métrico, se pueden estacar incrementos de 20, 10 o incluso 5 m. El estacionado no sólo proporciona un método conveniente e inequívoco para especificar posiciones de puntos a lo largo de la línea de referencia, sino que también proporciona las distancias entre puntos. Por ejemplo, en el sistema inglés, las estaciones 24 + 18,3 y 17 + 84,9 están separadas (2418,3 - 1784,9), o 633,4 pies, y en el sistema métrico, las estaciones 1 + 120 y 2 + 040 están separadas 920 m.

5.9.2 PROCEDIMIENTOS DE CAMPO PARA NIVELACIÓN DE PERFIL

La nivelación de perfil consiste simplemente en nivelación diferencial con la adición de miras negativas intermedias (miras hacia adelante) tomadas en los puntos requeridos a lo largo de la línea de referencia. La Figura 5.11 ilustra un ejemplo del procedimiento de campo, y las notas en la Figura 5.12 se relacionan con este ejemplo. La posición para el ejemplo está en pies. Como se muestra en la figura, el instrumento de nivelación se configura inicialmente en una ubicación conveniente y se toma una mira positiva de 10,15 pies en el punto de referencia. Si se suma esto a la elevación de referencia, se obtiene un HI de 370,63 pies. Luego, se toman puntos de mira intermedios negativos en puntos a lo largo del perfil en estaciones como 0 + 00, 0 + 20, 1 + 00, etc. (Si el comienzo de la línea de referencia está muy alejado del punto de referencia, pueden ser necesarios niveles diferenciales que pasen por varios puntos de giro para colocar el instrumento en posición para comenzar a tomar puntos de mira intermedios negativos en la línea del perfil). Observe que el formulario de notas para la nivelación del perfil contiene todos los mismos encabezados de columna que la nivelación diferencial, pero se modifica para incluir otra columna denominada "Mira intermedia". Cuando las distancias a las miras intermedias se vuelven demasiado largas, o si las variaciones del terreno o la vegetación obstruyen las lecturas de la mira más adelante, se debe mover el instrumento de nivelación. Establecer un punto de giro, como TP1 en la Figura 5.11, hace esto. Después de leer con una mira negativa en el punto de giro, el instrumento se mueve hacia adelante hasta un buen punto de observación tanto para leer la mira hacia atrás en el punto de giro como para tomar lecturas adicionales con la mira a lo largo de la línea de perfil que se encuentra por delante. El instrumento se nivela, se toma la mira positiva en TP1, se calcula el nuevo HI y se toman otras miras intermedias. Este procedimiento se repite hasta completar el perfil.

NIVELES DEL TIPO PERFIL

Estación	+ Mira	HI (370.62)	− Mira	Int. Mira	Elev.
BM Road	10.15	370.63			360.48
0+00				9.36	361.26
0+20				9.8	360.8
1+00				6.5	364.1
2+00				4.3	366.3
2+60				3.7	366.9
3+00				7.1	363.5
3+90				11.7	358.9
4+00				11.2	359.4
4+35		(366.48)		9.5	361.1
TP1	7.34	366.50	11.47		359.16
5+00				8.4	358.1
5+54				11.08	355.40
5+74				10.66	355.82
5+94				11.06	355.42
6+00				10.5	356.0
7+00		(362.77)		4.4	362.1
TP2	2.56	368.80	5.26		361.24
8+00				1.2	362.6
9+00				3.9	359.9
9+25.2				3.4	360.4
9+25.3				4.6	359.2
9+43.2				2.2	361.6
BM Store			0.76		363.04
Σ	20.05		17.49		(363.01)

BM ROAD to BM STORE

BM Road 3 miles SW of Mpls. 200 yrds. N of Pine St. over pass 40ft. E of ℄Hwy. 169 Top of RW conc post No.268.
SW Minneapolis on Hwy 169
6 Oct. 2000
℄Hwy. 169, painted "X"
Cool, Sunny, 50° F
West drainage ditch
R.J. Hintz N
N.R. Olson ϕ
R.C. Perry π
Summit
Wild Level #3
Sag
Summit
COPY
Page Check:
E gutter, Maple St. +20.05
℄Maple St. −17.49
W gutter, Maple St. + 2.56
360.48
363.04
Summit 363.04-363.01= Misclosure = 0.03
Top of E curb, Elm St.
Bottom of E curb, Elm St.
℄ Elm St.
BM Store. NE corner Elm St. & 4th Ave. SE corner
Store foundation wall. 3" brass disc set in grout.
BM store elev. = 363.01

Figure 5.12
Notas de nivelación de perfil para la Figura 5.1 1.

Ya sea que el estacionamiento se realice en pies o metros, las vistas intermedias generalmente se toman en todas las estaciones completas. Si el estacionamiento se realiza en pies y el área de estudio se encuentra en un terreno accidentado o en un área urbana, las especificaciones pueden requerir que también se tomen lecturas en medias estaciones o incluso en cuartos de estaciones. Si el estacionamiento se realiza en metros, dependiendo de las condiciones, las vistas intermedias se pueden tomar en incrementos de 40, 30, 20 o 10 m. En cualquier caso, también se toman vistas en puntos altos y bajos a lo largo de la alineación, así como en cambios de pendiente. Las vistas intermedias siempre se deben tomar en puntos "críticos", como vías de ferrocarril, ejes de carreteras, cunetas y zanjas de drenaje. Como se presenta en la Figura 5.12, las lecturas de la mira normalmente se toman sólo al 0,1 pie más cercano (sistema inglés) o al cm más cercano (sistema métrico) donde la mira se sostiene en el suelo, pero en puntos críticos, y para todas las miras positivas y negativas tomadas en puntos de giro y puntos de referencia, las lecturas se registran al centésimo de pie más cercano (sistema inglés) o al mm más cercano (sistema métrico). En la nivelación de perfil, las longitudes de las miras negativas intermedias varían y, en general, no serán iguales a la longitud de la mira positiva. Por lo tanto, se producirán errores debido a una línea de visión inclinada y a la curvatura y la refracción. Debido a que los errores de estas fuentes aumentan con el aumento de las longitudes de la mira, en trabajos importantes se debe verificar el estado de ajuste del instrumento (consulte la Sección 4.15) y se deben evitar distancias de mira intermedia excesivamente largas. Las alturas (Hi) y elevaciones del instrumento de todos los puntos de giro se calculan inmediatamente después de cada mira positiva y mira negativa. Sin embargo, las elevaciones para las miras negativas intermedias no se calculan hasta que se cierra el circuito en el punto de referencia inicial u otro. A continuación, se calcula el error de cierre del circuito y, si es aceptable, se realiza un ajuste y se calculan las elevaciones de los puntos intermedios. El procedimiento se describe en la siguiente subsección. Al igual que en la nivelación diferencial, la comprobación de la página se debe realizar para cada hoja de la izquierda. Sin embargo, en la nivelación de perfil, las miras intermedias negativas no desempeñan ningún papel en este cálculo. Como se ilustra en la Figura 5.12, la comprobación de la página se realiza sumando la suma algebraica de la columna de miras positivas y la columna de miras negativas a la elevación inicial. Esto debe ser igual a la última elevación tabulada en la página para un punto de giro o el punto de referencia final si ese es el caso, como en el ejemplo de la Figura 5.12.

5.9.3 DIBUJO Y USO DEL PERFIL

Antes de dibujar el perfil, primero es necesario calcular las elevaciones a lo largo de la línea de referencia a partir de las notas de campo. Sin embargo, esto no se puede hacer hasta que se haya realizado un ajuste para distribuir cualquier error de cierre en el circuito de nivel. En el proceso de ajuste, se ajustan los Hi, porque afectarán las elevaciones del perfil calculadas. El ajuste se realiza progresivamente en proporción al número total de Hi en el circuito. El procedimiento se ilustra en la Figura 5.12, donde el error de cierre fue de 0,03 pies. Como había tres Hi, la corrección aplicada a cada uno es —0,03/3 = -0,01 pies por HI. Por lo tanto, se aplicó una corrección de 0,01 al primer HI, -0,02 pies al segundo y —0,03 pies al tercero. Los Hi ajustados se muestran en la Figura 5.12 entre paréntesis sobre sus valores no ajustados. No es necesario corregir las elevaciones de los puntos de giro, ya que no tienen importancia. Después de ajustar los Hi, las elevaciones del perfil se calculan restando las miras intermedias negativas de su Hi ajustado correspondiente. Luego se dibuja el perfil trazando las elevaciones en la ordenada frente a sus estaciones correspondientes en la abscisa. Al conectar los puntos trazados adyacentes, se realiza el perfil. Hasta hace poco, los perfiles se trazaban manualmente, generalmente en papel especial como el tipo que se muestra en la Figura 5.13. Ahora, con los sistemas de diseño y dibujo asistidos por computadora (CADD) (consulte la Sección 18.14), sólo es necesario ingresar las estaciones y elevaciones en la computadora, y este software especial trazará y mostrará el perfil en la pantalla. Si se desea, se pueden obtener copias impresas de los trazadores interconectados con un computador.

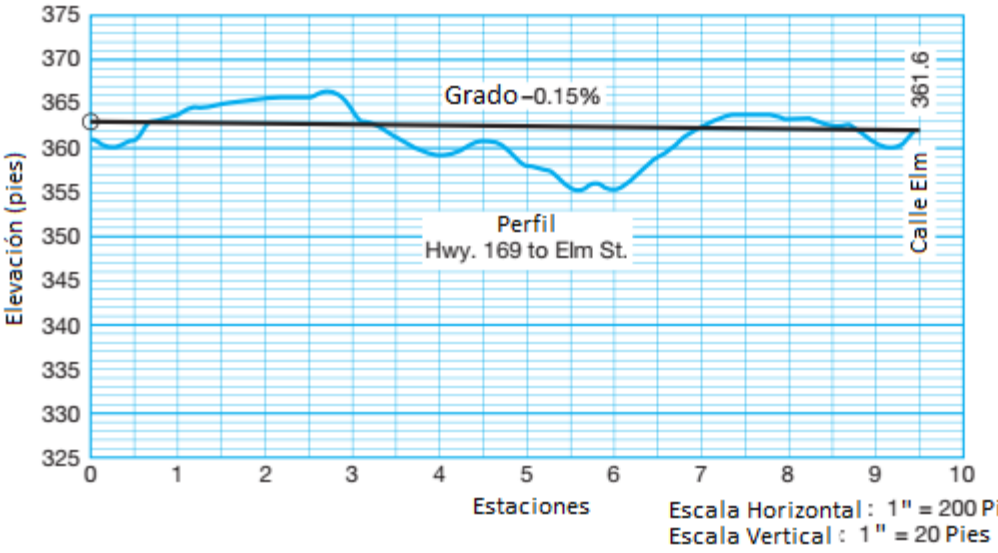


Figura 5.13
Trazado del perfil.

A menudo, estos perfiles se generan automáticamente a partir del software CADD utilizando únicamente la alineación de la estructura y un mapa topográfico superpuesto. Al dibujar perfiles, la escala vertical generalmente se exagera con respecto a la escala horizontal para hacer que las diferencias en elevación sean más pronunciadas. Con frecuencia se utiliza una relación de 10:1, pero la planitud o la rugosidad del terreno determinan las proporciones deseables. Por lo tanto, para una escala horizontal de 1 pulgada = 100 pies, la escala vertical podría ser 1 pulgada = 10 pies. La escala realmente empleada debe estar claramente marcada. Los perfiles trazados se utilizan para muchos propósitos, como (1) determinar la profundidad de corte o relleno en autopistas, ferrocarriles y aeropuertos propuestos; (2) estudiar problemas de pasos a nivel; y (3) investigar y seleccionar la pendiente, la ubicación y la profundidad más económicas para alcantarillas, tuberías, túneles, acequias de irrigación y otros proyectos. La tasa de pendiente (o gradiente o pendiente porcentual) es la subida o bajada en pies por cada 100 pies, o en metros por cada 100 m. Por lo tanto, una pendiente del 2,5% significa una diferencia de elevación de 2,5 pies por cada 100 pies horizontalmente. Las pendientes ascendentes son positivas; las descendentes, negativas. Una línea de pendiente de -0,15% elegida para igualar aproximadamente los cortes y rellenos, se muestra en la Figura 5.13. A lo largo de esta línea de pendiente, las elevaciones caen a una tasa de 0,15 pies por cada 100 pies. La pendiente comienza en la estación 0 + 00 donde se encuentra aproximadamente con el terreno existente a una elevación de 363,0 pies, y termina en la estación 9 + 43 y la elevación de 361,6 pies donde nuevamente se encuentra aproximadamente con el terreno existente. El proceso de estacar pendientes se describe en el Capítulo 23. El término pendiente también se utiliza para indicar la elevación de la superficie terminada en un proyecto de ingeniería.

■ 5.10 NIVELACIÓN POR CUADRÍCULA, SECCIÓN TRANSVERSAL O POZO DE PRÉSTAMO

La nivelación por cuadrícula es un método para ubicar contornos (ver Sección 17.9.3). Se logra marcando un área en cuadrados de 10, 20, 50, 100 o más pies (o longitudes de metros comparables) y determinando las elevaciones de las esquinas por nivelación diferencial.

En pendientes pronunciadas, pueden ser preferibles los bloques rectangulares, de 50 por 100 pies o 20 por 30 m, que tienen los lados más largos aproximadamente paralelos a la dirección de la mayoría de las curvas de nivel. El tamaño de la cuadrícula elegida depende de la extensión del proyecto, la rugosidad del terreno y la precisión requerida. El mismo proceso, denominado nivelación de pozos de préstamo, se emplea en los trabajos de construcción para determinar las cantidades de tierra, grava, roca u otro material que se excavará o rellenará. El procedimiento se describe en la Sección 26.10 y la Lámina B.2.

■ 5.1 1 USO DEL NIVEL DE MANO

Se puede utilizar un nivel de mano para algunos tipos de nivelación cuando un orden bajo de precisión es suficiente. El operador del instrumento toma una vista de más y menos mientras está de pie en una posición, y luego avanza para repetir el proceso. Un nivel de mano es útil, por ejemplo, en cortes transversales para obtener algunas lecturas de varilla adicionales en terrenos inclinados donde de otra manera se requeriría un punto de giro.

■ 5.12 FUENTES DE ERROR EN LA NIVELACIÓN

Todas las mediciones de nivelación están sujetas a tres fuentes de error: (1) instrumental, (2) natural y (3) personal. Estas se resumen en las subsecciones que siguen.

5.12.1 ERRORES INSTRUMENTALES

Línea de visión. Como se describe en la Sección 4.15, un instrumento de nivelación correctamente ajustado que utiliza una burbuja de nivel debe tener su línea de visión y el eje de la burbuja de nivel paralelos. Luego, con la burbuja centrada, se genera un plano horizontal, en lugar de una superficie cónica, a medida que se gira el telescopio. Además, si los compensadores de los niveles automáticos funcionan correctamente, siempre deben producir una línea de visión verdaderamente horizontal. Si no se cumplen estas condiciones, existe un error de línea de visión (o colimación) y pueden producirse errores graves en las lecturas de la varilla. Estos errores son sistemáticos, pero se cancelan en la nivelación diferencial si las longitudes horizontales de las miras positivas y negativas se mantienen iguales. El error puede ser grave al subir o bajar una colina empinada donde todas las miras positivas son más largas o más cortas que todas las miras negativas, a menos que se tenga cuidado de trazar una línea en zigzag. El tamaño del error de colimación, **e**, se puede determinar en un procedimiento de campo simple [consulte la Ecuación (4.14) y la Sección 4.15.5]. Si no se pueden equilibrar las ópticas atrás y adelante, se puede hacer una corrección para este error. Para aplicar la corrección de colimación, el valor de **e** de la ecuación (4.14) se divide por la longitud de los espacios entre estacas adyacentes en la Figura 4.20. Esto produce el factor de corrección de colimación en unidades de pies por pie o metros por metro. Luego, para cualquier óptica atrás o adelante, la corrección que se restará de la lectura de la mira se obtiene multiplicando la longitud de la mira por este factor de corrección. Como ejemplo, supongamos que la distancia entre las estacas en el Ejemplo 4.3 era de 100 pies. Entonces, el factor de corrección de colimación es 0,010/100 = 0,0001 pies/pies. Supongamos que se obtuvo una lectura de 5,29 pies en una óptica atrás de 200 pies de longitud con este instrumento. La lectura de la varilla corregida sería entonces 5,29 — (200 X 0,0001) = 5,27.

La cruz no está exactamente en posición horizontal. Si se lee la varilla cerca del centro de la cruz horizontal, se eliminará o minimizará este posible error. La longitud de la varilla no es la correcta.

Las divisiones inexactas en una varilla provocan errores en las diferencias de elevación observadas, similares a los que resultan de las marcas incorrectas en una cinta métrica. El desgaste uniforme de la parte inferior de la varilla hace que los valores de HI sean demasiado grandes, pero el efecto se cancela cuando se incluyen en las miras positivas y negativas. Las graduaciones de la varilla se deben verificar comparándolas con las de una cinta estandarizada.

Las patas del trípode están sueltas. Los pernos de las patas del trípode que están demasiado sueltos o demasiado apretados permiten el movimiento o la tensión que afecta al cabezal del instrumento. Las zapatas metálicas sueltas del trípode provocan configuraciones inestables.

5.12.2 ERRORES NATURALES

Curvatura de la Tierra. Como se señaló en la Sección 4.4, una superficie nivelada se curva alejándose de un plano horizontal a una velocidad de 0,667 M^2 o 0,0785 K^2, que es aproximadamente 0,7 pies/mi u 8 cm/km.

El efecto de la curvatura de la Tierra es aumentar la lectura de la mira. Igualar las longitudes de las miras positivas y negativas en la nivelación diferencial cancela el error debido a esta causa.

Refracción. Los rayos de luz que vienen de un objeto al telescopio se desvían, lo que hace que la línea de visión sea una curva cóncava con respecto a la superficie de la Tierra, lo que disminuye las lecturas de la mira. Equilibrar las longitudes de las miras positivas y negativas generalmente elimina los errores debidos a la refracción. Sin embargo, los cambios grandes y repentinos en la refracción atmosférica pueden ser importantes en el trabajo preciso. Aunque los errores debidos a la refracción tienden a ser aleatorios durante un largo período de tiempo, podrían ser sistemáticos en un día de funcionamiento.

Variaciones de temperatura. El calor hace que las varillas niveladoras se expandan, pero el efecto no es importante en la nivelación ordinaria. Si se calienta el vial de nivel de un nivel basculante, el líquido se expande y la burbuja se acorta. Esto no produce un error (aunque puede ser inconveniente), a menos que un extremo del tubo se caliente más que el otro y, por lo tanto, la burbuja se mueva. Otras partes del instrumento se deforman debido al calentamiento desigual, y esta distorsión afecta el ajuste. Sombrear el nivel mediante una funda al transportarlo y con un paraguas cuando esté instalado reducirá o eliminará los efectos del calor. Estas precauciones se siguen en la nivelación precisa. El aire caliente o las ondas de calor cerca de la superficie del suelo o adyacentes a objetos calientes hacen que la varilla parezca ondular e impiden una puntería precisa. Elevar la línea de visión mediante configuraciones altas de trípode, tomar miras más cortas, evitar cualquier paso cerca de fuentes de calor (como edificios y chimeneas) y usar el aumento menor de un ocular de aumento variable reducen el efecto.

Viento. El viento fuerte hace que el instrumento vibre y hace que la varilla se vuelva inestable. No se debe intentar una nivelación precisa en días excesivamente ventosos.

Asentamiento del instrumento. El asentamiento del instrumento durante el tiempo entre una lectura de punto positivo y uno negativo hace que este último sea demasiado pequeño y, por lo tanto, la elevación registrada del siguiente punto sea demasiado alta. El error es acumulativo en una serie de configuraciones sobre material blando. Por lo tanto, las configuraciones sobre suelo esponjoso, asfalto o hielo deben evitarse si es posible, pero si son necesarias, se requiere un cuidado especial para reducir los errores resultantes. Esto puede incluir tomar lecturas en un orden rápido, usar dos varillas y dos observadores para evitar caminar alrededor del instrumento y alternar el orden de tomar las vistas positivas y negativas. Además, siempre que sea posible, las patas del trípode del instrumento pueden colocarse sobre ejes largos que se impulsan hasta el rechazo en el material blando.

Asentamiento de un punto de giro. Esta condición causa un error similar al que resulta del asentamiento del instrumento. Puede evitarse seleccionando puntos de giro firmes y sólidos o, si no hay ninguno disponible, utilizando un pasador de giro de acero colocado firmemente en el suelo. También se puede utilizar un clavo de ferrocarril en la mayoría de las situaciones.

5.12.3 ERRORES PERSONALES

Burbuja no centrada. Al trabajar con niveles que emplean niveles de burbuja, los errores causados por que la burbuja no esté centrada exactamente en el momento de la observación son los más importantes, particularmente en miras largas. Si la burbuja se encuentra entre las miras más y menos, debe volver a centrarse antes de tomar la mira menos. Los observadores experimentados desarrollan el hábito de verificar la burbuja antes y después de cada observación, un procedimiento simplificado con algunos instrumentos, que tienen una disposición de espejo-prisma que permite una vista simultánea de la burbuja y la varilla del nivel. Paralaje. El paralaje causado por un enfoque incorrecto del objetivo o la lente del ocular da como resultado lecturas incorrectas de la varilla. Un enfoque cuidadoso elimina este problema.

Lecturas defectuosas de la varilla. Las lecturas incorrectas de la varilla son resultado de paralaje, malas condiciones climáticas, miras largas, configuraciones incorrectas del objetivo y otras causas, incluidos errores como los debidos a una interpolación y transposición de cifras descuidadas. Las miras cortas seleccionadas para adaptarse a las condiciones climáticas y del instrumento reducen la magnitud de los errores de lectura. Si se utiliza un objetivo, el técnico en la medición de la varilla debe leer la varilla y el observador debe comprobarlo de forma independiente.

Manejo de la varilla. El uso de un nivel de varilla que esté ajustado o sostener la varilla paralela a una cuerda de plomada elimina errores graves causados por una plomada incorrecta. Golpear la varilla en un punto de giro para la segunda (+) mira puede cambiar la elevación de un punto.

Ajuste del objetivo. Si se utiliza un objetivo, es posible que no esté fijado en el lugar exacto señalado por el observador debido al deslizamiento. Siempre se debe tomar una mira de verificación después de fijar el objetivo.

■ 5.13 ERRORES

A continuación se enumeran algunos errores comunes en la nivelación.

Uso inadecuado de una varilla larga. Si la lectura del vernier en la parte posterior de una varilla Filadelfia dañada con unidades inglesas no es exactamente 6,500 pies o 7,000 pies para la varilla corta, el objetivo debe ajustarse para leer el mismo valor antes de extender la varilla. Sostener la varilla en diferentes lugares para las miras más y menos en un punto de giro. El técnico en varillas puede evitar tales errores utilizando un punto bien definido o delineando la base de la varilla con crayón de madera, quilla o tiza.

Leer un pie demasiado alto. Este error generalmente ocurre porque la marca incorrecta está en el campo de visión del telescopio cerca de la línea cruzada; por ejemplo, un observador puede leer 5,98 en lugar de 4,98. Anotar las marcas tanto por encima como por debajo de la línea cruzada horizontal evitará este error.

Ondular una varilla de fondo plano mientras se sostiene sobre una superficie plana. Esta acción produce una lectura incorrecta de la varilla porque la rotación se produce alrededor de los bordes de la varilla en lugar del centro o la cara frontal. En trabajos de precisión, es preferible alinear con un nivel de varilla u otros medios que ondularla. Este procedimiento también ahorra tiempo.

Registro de notas. Los errores en el registro, como la transposición de cifras, la introducción de valores en la columna equivocada y la comisión de errores aritméticos, se pueden minimizar haciendo que el anotador repita el valor indicado por un observador y haciendo las comprobaciones estándar en el cuaderno de campo sobre las sumas y elevaciones de las varillas. Los niveles digitales que toman automáticamente lecturas de las varillas, almacenan los valores y calculan las notas de nivel pueden eliminar estos errores.

Tocar el trípode o el instrumento durante el proceso de lectura. Los principiantes que utilizan instrumentos que emplean viales de nivel pueden centrar la burbuja, poner una mano en el trípode o el instrumento mientras leen una varilla y luego quitar la mano mientras comprueban la burbuja, que ahora ha vuelto al centro pero estaba fuera de lugar durante la observación. Por supuesto, no se debe tocar el instrumento al tomar lecturas, pero los efectos perjudiciales de este mal hábito se eliminan prácticamente cuando se utilizan niveles automáticos.

■ 5.14 REDUCCIÓN DE ERRORES Y ELIMINACIÓN DE EQUIVOCACIONES

Los errores en el funcionamiento de los niveles se reducen (pero nunca se eliminan) ajustando y manipulando cuidadosamente tanto el instrumento como la varilla (consulte la Sección 4.15 para conocer los procedimientos) y estableciendo métodos y rutinas de campo estándar. Las siguientes rutinas previenen la mayoría de los errores grandes o revelan rápidamente los errores:

(1) verificar la burbuja antes y después de cada lectura (si no se está utilizando un nivel automático),

(2) usar un nivel de varilla,

(3) mantener iguales las longitudes horizontales de las miras positivas y negativas,

(4) correr líneas hacia adelante y hacia atrás.

(5) hacer las verificaciones aritméticas habituales del libro de campo y

(6) dividir los circuitos de nivelación largos en secciones más pequeñas.

■ 5.15 USO DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

En el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani se encuentra el programa WOLFPACK. En este software hay una opción que toma las lecturas positivas y negativas de un circuito de nivelación simple para crear un conjunto de notas de campo y el archivo apropiado para un ajuste de mínimos cuadrados de los datos (consulte la Sección 16.6). En la Figura 5.14 se muestra un archivo de muestra de las notas de campo de la Figura 5.5.

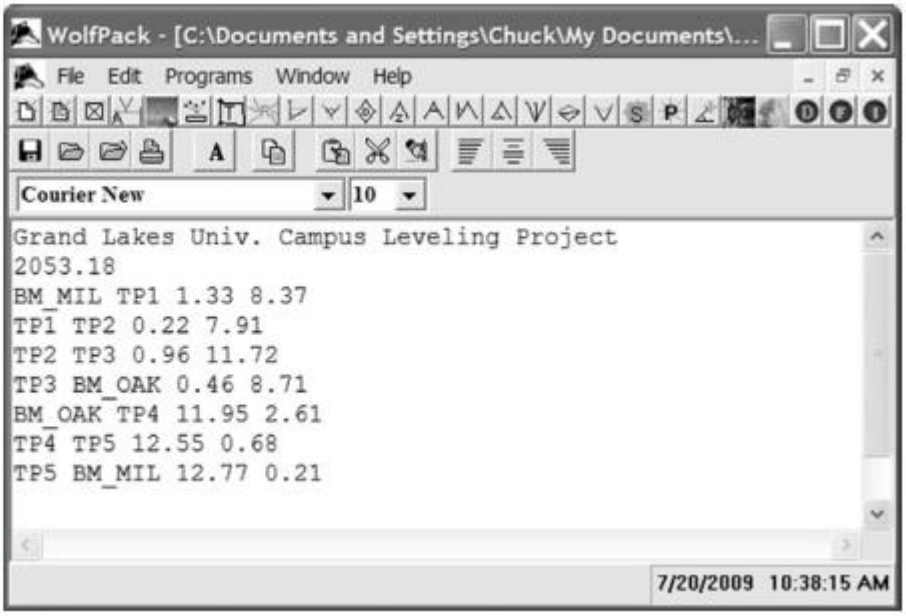


Figura 5.14
Archivo de datos de muestra para notas de campo en la Figura 5.5.

El programa limita la longitud de los identificadores de estación a 10 caracteres. Estos caracteres no deben incluir un espacio, coma o tabulación ya que estos se utilizan como delimitadores de datos en el archivo. Todas las estaciones de referencia deben comenzar con las letras BM, mientras que todos los puntos de giro deben comenzar con las letras TP. Esto es utilizado por el programa para diferenciar entre una referencia y un punto de giro en el archivo de datos. Si bien el formato del archivo se explica completamente en el sistema de ayuda WOLFPACK, se presentará aquí como una ayuda para el lector. La primera línea del archivo que se muestra en la Figura 5.14 es una línea de título, que en este caso es “Grand Lakes Univ. Proyecto de nivelación del campus". La segunda línea contiene las elevaciones de referencia inicial y final. Dado que esta línea comienza y termina en la misma referencia (BM_MIL), su elevación de 2053,18 debe enumerarse sólo una vez. Si un circuito de nivel comienza en una referencia, pero cierra en otra, entonces las elevaciones inicial y final del circuito de nivelación deben enumerarse en esta línea. El resto del archivo contiene las vistas positivas y negativas entre cada conjunto de estaciones. Por lo tanto, cada línea contiene las lecturas de una configuración de instrumento. Por ejemplo, se realizó una vista positiva de 1,33 en BM_MIL y una vista negativa de 8,37 en TP1, que es el primer punto de giro. Cada configuración de instrumento se enumera en orden siguiendo el mismo procedimiento. Una vez que se crea y se guarda el archivo utilizando el editor WOLFPACK, se puede leer en la opción Reducción de Notas de Nivelación Diferencial como se muestra en la

Figura 5.15. Luego, el programa crea notas similares a las que se muestran en la Figura 5.5 ajustando las elevaciones y demostrando una verificación de página. Para aquellos que estén interesados en la programación de nivel superior, la hoja de trabajo de Mathcad® C5.xmcd está disponible en el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani. Esta hoja de trabajo lee un archivo de texto de observaciones que se obtienen típicamente en la nivelación diferencial y crea y ajusta los datos colocando los resultados en un formato que se encuentra típicamente en un libro de campo. Además, la hoja de cálculo de Excel C5.xls demuestra cómo se puede utilizar una hoja de cálculo para reducir las notas en la Figura 5.5.

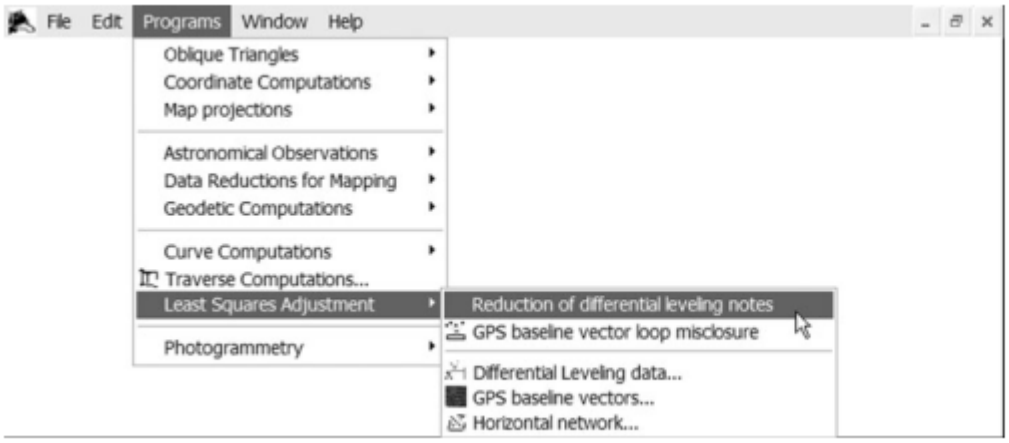


Figura 5.15
Opción en WOLFPACK para reducir el archivo de datos en la Figura 5.14.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas que tienen respuestas parciales en el Apéndice G.

5.1 ¿Qué procedimientos de campo adecuados pueden eliminar virtualmente los errores de curvatura y refracción de la Tierra en la nivelación diferencial?

5.2 ¿Por qué es recomendable instalar un nivel con las tres patas del trípode sobre o dentro del mismo material (hormigón, asfalto, tierra), si es posible?

5.3 Explique cómo se puede lograr una instalación estable del nivel en un suelo blando, como en un pantano.

5.4 Analice cómo se pueden reducir prácticamente los errores debidos a la falta de ajuste del instrumento al instalar una línea de niveles diferenciales.

5.5 ¿Por qué es preferible utilizar un nivel de varilla al aplomar la varilla?

5.6 ¿Por qué se recomiendan líneas de niveles de doble varilla para trabajos precisos?

5.7 Enumere cuatro consideraciones que rigen la selección de TP y BM por parte de un instalador de varillas.

5.8* ¿Qué error se crea si una varilla se inclina 10 minutos con respecto a la plomada cuando la lectura de la varilla inclinada es de 5,513 m?

5.9 Similar al problema 5.8, excepto que la lectura es de 12 pies.

5.10 ¿Qué error se produce en una mira de 50 m con un nivel si la lectura de la varilla es de 1,505 m pero la parte superior de la varilla de 3 m está 0,3 m fuera de la plomada?

5.11 ¿Qué error se produce en una mira de 200 pies con un nivel si la lectura de la varilla es de 6,307 pies pero la parte superior de la varilla de 7 pies está 0,2 pies fuera de la plomada?

5.12 Prepare un conjunto de notas de nivel para los datos enumerados. Realice una comprobación y ajuste el cierre incorrecto. La elevación de BM 7 es de 852,045 pies. Si la longitud total del bucle es de 2000 pies, ¿qué orden de nivelación se representa? (Suponga que todas las lecturas están en pies)

Punto		−S (FS)
BM 7	9.432	
TP1	6.780	8.363
BM 8	7.263	9.822
TP2	3.915	9.400
TP3	7.223	5.539
BM 7		1.477

5.13 Similar al problema 5.12, excepto que la elevación de BM 7 es 306,928 m y la longitud del bucle es 2 km. (Suponga que todas las lecturas están en metros).

5.14 Un bucle de nivelación diferencial comenzó y se cerró en BM Tree (elevación 654,07 pies). Las distancias de visibilidad positiva y negativa se mantuvieron aproximadamente iguales. Las lecturas (en pies) enumeradas en el orden en que se tomaron son 5,06 (+S) en BM Tree, 8,99 (-S) y 7,33 (+S) en TP1, 2,52 (-S) y 4,85 (+ S) en BM X, 3,61 (-S) y 5,52 (+S) en TP2 y 7,60 (-S) en BM Tree. Prepare, verifique y ajuste las notas.

5.15 Se inició un circuito de nivelación diferencial en el hidrante BM (elevación 1823,65 pies) y se cerró en la roca BM (elevación 1841,71 pies). Las distancias de visibilidad positiva y negativa se mantuvieron aproximadamente iguales. Las lecturas (en pies) que se dan en el orden en que se tomaron son 8,04 (+S) en el hidrante BM, 5,63 (-S) y 6,98 (+S) en TP1, 2,11 (-S) y 9,05 (+S) en BM 1, 3,88 (-S) y 5,55 (+S) en BM 2, 5,75 (-S) y 10,44 (+ S) en TP2 y 4,68 (-S) en la roca BM. Prepare, verifique y ajuste las notas.

5.16 Se inició y cerró un circuito de nivelación diferencial en el puente BM (elevación 103,895 m). Las distancias de visibilidad positiva y negativa se mantuvieron aproximadamente iguales. Las lecturas (en metros) que se enumeran en el orden en que se tomaron son 1,023 (+S) en el puente BM, 1,208 (-S) y 0,843 (+S) en TP1,0,685 (-S) y 0,982 (+S) en BM X,0,944 (-S) y 1,864 (+ S) en TP2 y 1,879 (-S) en el puente BM. Prepare, verifique y ajuste las notas.

5.17 Se inició un circuito de nivelación diferencial en BM Rock (elevación 243,897 m) y se cerró en BM Manhole (elevación 240,100 m). Las distancias de visibilidad positiva y negativa se mantuvieron aproximadamente iguales. Las lecturas (en metros) que se enumeran en el orden en que se tomaron son 0,288 (+S) en BM Rock. 0,987 (-S) y 0,305 (+S) en TP1. 1,405 (-S) y 0,5 % (+S) en BM 1,1,605 (-S) y 0,661 (+S) en BM 2,1,992 (-S) y 1,056 (+S) en

TP2, y 0,704 (-S) en BM Manhole. Prepare, verifique y ajuste las notas.

5.18 Se inició y cerró un circuito de nivelación diferencial en BM Juno, elevación 5007,86 pies. Las distancias de visibilidad positiva y negativa se mantuvieron aproximadamente iguales. Las lecturas (en pies) que se enumeran en el orden en que se tomaron son 3,00 (+S) en BM Juno, 8,14 (-S) y 5,64 (+S) en TP1.3.46 (-S) y 6,88 (+S) en TP2.10.27 (-S) y 8,03 (+S) en BM1.4.17 (-S) y 7,86 (+S) en TP3. y 5,47 (-S) en BM Juno. Prepare, verifique y ajuste las notas.

5,19* Una configuración de nivel a medio camino entre X e Y indica 6,29 pies en X y 7,91 pies en Y. Cuando se mueve a unos pocos pies de X, se registran lecturas de 5,18 pies en X y 6,76 pies en Y. ¿Cuál es la diferencia de elevación real y la lectura requerida en Y para ajustar el instrumento?

5.20 Para probar el ajuste de la línea de visión, se coloca un nivel cerca de C (elev 193,436 m) y luego cerca de D. Las lecturas de la varilla enumeradas en el orden en que se tomaron son C = 1,256 m, D = 1,115 m. D = 1,296 m. y C = 1,151 m. Calcule la elevación de D. y la lectura requerida en C para ajustar el instrumento.

5.21* La prueba de la línea de visión muestra que la línea de visión de un nivel está inclinada hacia abajo 3 mm/ 50 m. ¿Cuál es la diferencia permitida entre las distancias BS y FS en cada instalación (sin tener en cuenta la curvatura y la refracción) para mantener las elevaciones correctas dentro de 1 mm?

5.22 La nivelación recíproca da las siguientes lecturas en metros desde una instalación cerca de A: en A, 2,558; en B, 1,883, 1,886 y 1,885. En la configuración cerca de B: en B, 1,555; en A, 2,228, 2,226 y 2,229. La elevación de A es 158,618 m. Determine el desvío y la elevación de B.

5.23* La nivelación recíproca a lo largo de un cañón proporciona los datos enumerados (en metros). La elevación de Y es 2265,879 pies. Se requiere la elevación de X. Instrumento en X: +S = 3,182, -S = 9,365, 9,370 y 9,368. Instrumento en Y: +S = 10,223; -S = 4,037, 4,041 y 4,038.

5.24 Prepare un conjunto de notas de nivelación de tres cables para los datos proporcionados y realice la verificación de página.

La elevación de BM X es 106,101 m. Las lecturas de la varilla (en metros) son (H indica las lecturas del alambre transversal superior, M el alambre del medio y L el alambre inferior): +S en BM X: H = 0,965, M = 0,736, L = 0,507; -S en TP1: H = 1,594, M = 1,341, L = 1,088; +Son TP1: H = 1,876, M = 1,676, L = 1,476: -S en BM Y: H = 1,437. M = 1,240, L = 1,043.

5.25 Similar al Problema 5.24, excepto que la elevación de BM X es 638,437 pies y las lecturas de la varilla (en pies) son: +S en BM X: H = 4,329, M = 3,092, L = 1,855; -S en TP1: H = 6,083. M = 4,918, L = 3,753; +S en TP1: H = 7,834, M = 6,578, L = 5,321; -S en BM Y: H = 4,674. M = 3367, L = 2,060.

5.26 Suponiendo una constante estadimétrica de 99,987, ¿cuál es la distancia nivelada en el Problema 5.24?

5.27 Suponiendo una constante estadimétrica de 101,5, ¿cuál es la distancia nivelada en el Problema 5.25?

5.28 Prepare un conjunto de notas de nivelación de perfil para los datos enumerados y muestre la verificación de página. Todos los datos se dan en pies. La elevación de BM A es 1364,58 y la elevación de BM B es 1349,26. Las lecturas de la mira son: +S en BM A. 2,86 visión intermedia hacia adelante (IFS) en 11+00,3,7: -S en TP 1,10,56; +S en TP1, 11,02; visión intermedia hacia adelante en 12+00, 8,7: en 12+50,6,5; en 13+00,5,7: en 14+00,6,3; -S en TP2,9,15;+S en TP2,4,28; mira hacia adelante intermedia en 14+73,3,5:en 15+00,4,2;en 16+00,6,4:-S en TP3,8,77; +S en TP3,4,16; -S en BM B, 9,08.

5.29 Igual que el Problema 5.28, excepto que la elevación de BM A es 438,96 pies. La elevación de

BM B es 427,32 pies y la +S en BM A es 6,56 pies.

5.30 Dibuje el perfil del Problema 5.28 y diseñe una línea de rasante entre las estaciones 11 + 00 y

16 + 00 que equilibre las áreas de corte y relleno.

5.31*¿Cuál es el grado porcentual entre las estaciones 11+00 y 16+00 en el Problema 5.28?

5.32 La nivelación diferencial entre los BM A, B, C, D y A da diferencias de elevación (en metros) de —6,352, +12,845, +9,241 y —15,717 y distancias en km de 0,6, 1,0, 1,3 y 0,5, respectivamente. Si la elevación de A es 886,891, calcule las elevaciones ajustadas de los BM B, C y D, y el orden de nivelación.

5.33 La nivelación de BM X a W, BM Y a W y BM Z a W da diferencias de elevación (en pies) de —30,24, +26,20 y +10,18, respectivamente. Las distancias entre los puntos de referencia son XW = 3500, YW = 2700 y ZW = 4500. Las elevaciones verdaderas de los puntos de referencia son X = 460,82, Y = 404,36 y Z = 420,47. ¿Cuál es la elevación ajustada de W? (Nota: Todos los datos se dan en pies).

5.34 Se calibró una vara de nivel de 3 m y se encontró que su escala graduada estaba uniformemente expandida de modo que la distancia entre sus marcas 0 y 3,000 era en realidad 3,006 m. ¿Cómo afectará esto a las elevaciones determinadas con esta vara para (a) circuitos que corren sobre terreno relativamente plano (b) circuitos que corren cuesta abajo (c) circuitos que corren cuesta arriba? Se corrió una línea de niveles con 42 configuraciones (84 lecturas de varilla) desde BM Rock hasta BM Pond

5.35* con lecturas tomadas a los 3,0 mm más cercanos: por lo tanto, cualquier valor observado podría tener un error de ±1,5 mm. Solo para errores de lectura, ¿qué error total se esperaría en la elevación de BM Pond?

5.36 Igual que el Problema 5.35, excepto por 64 configuraciones y lecturas a los 0,01 pies más cercanos con

un error posible de ±0,005 pies cada una.

5.37 Calcule el error de cierre permisible para las siguientes líneas de niveles: (a) un bucle de 10 km

de niveles de tercer orden (b) una sección de 20 km de niveles de clase I de segundo orden (c) un bucle de 40 km de niveles de clase I de primer orden.

5.38 Cree un programa computacional que resuelva el Problema 5.12.

BIBLIOGRAFÍA

Crawford, W. G. 2008. "The One-Minute Peg Test." *Point of Beginning* 33 (No. 6): 52.

Federal Geodetic Control Subcommittee. 1984. *Standards and Specifications for Geodetic Control Surveys*. Silver Spring, MD: National Geodetic Information Branch, NOAA.

Reilly, J. P. 2004. "Tides and Their Relationship to Vertical Datums." *Point of Beginning* 29 (No. 4): 68.

PARTE 1 • MÉTODOS PARA MEDIR DISTANCIAS

■ 6.1 INTRODUCCIÓN

La medición de distancias generalmente se considera la más fundamental de todas las observaciones topográficas. En los estudios terrestres tradicionales, aunque se pueden leer muchos ángulos, se debe medir la longitud de al menos una línea para complementar los ángulos en la localización de puntos. En el estudio topográfico plano, la distancia entre dos puntos significa la distancia horizontal. Si los puntos están a diferentes elevaciones, la distancia es la longitud horizontal entre líneas verticales en los puntos. Las longitudes de las líneas se pueden especificar en diferentes unidades. En los Estados Unidos, generalmente se usa el pie, dividido decimalmente, aunque el metro se está volviendo cada vez más común. Los estudios geodésicos y muchos estudios de carreteras emplean el metro. En el trabajo arquitectónico y de maquinaria, y en algunos proyectos de construcción, la unidad es un pie dividido en pulgadas y fracciones de pulgada. Como se discutió en la Sección 2.2, cadenas, varas, varillas y otras unidades se han utilizado, y aún se utilizan, en algunas localidades y para propósitos especiales.

■ 6.2 RESUMEN DE MÉTODOS PARA HACER MEDICIONES LINEALES

En topografía, las mediciones lineales se han obtenido por muchos métodos diferentes. Estos incluyen:

(1) compás, (*El compás o pacing es un método razonablemente fácil y rápido para medir la distancia en el campo. Se utiliza para medir una distancia y, a menudo, se utiliza con una mira o una brújula de mano. Lo más habitual es que la estimulación se divida en segmentos, como cadenas, que son medidas establecidas de distancia).*

(2) lecturas de odómetro,

(3) telémetros ópticos,

(4) taquimetría (estadios),

(5) barras subtensas,

(6) cinta métrica,

(7) medición electrónica de distancias (MED),

(8) sistemas satelitales y otros.

De estos, los topógrafos más comúnmente usan cinta métrica, EDM y sistemas satelitales en la actualidad. En particular, los sistemas de navegación por satélite (GNSS) basados en satélites están reemplazando rápidamente a todos los demás sistemas debido a sus numerosas ventajas, pero sobre todo debido a su alcance, precisión y eficiencia. Los métodos (1) a (5) se analizan brevemente en las secciones siguientes. El encintado se analiza en la Parte II de este capítulo, y el EDM se describe en la Parte III de este capítulo. Los sistemas satelitales se describen en los Capítulos 13, 14 y 15. La triangulación es un método para determinar las posiciones de los puntos a partir de los cuales se pueden calcular las distancias horizontales (véase la Sección 19.12.1). En este procedimiento, las longitudes de las líneas se calculan trigonométricamente a partir de líneas base y ángulos medidos. La fotogrametría también se puede utilizar para obtener distancias horizontales. Este tema se trata en el Capítulo 27. Además de estos métodos, se pueden estimar las distancias, una técnica útil para hacer bocetos de notas de campo y comprobar las observaciones en busca de errores. Con la práctica, la estimación se puede realizar con bastante precisión.

■ 6.3 COMPÁS (PACING)

Las distancias obtenidas por pacing (compás) son suficientemente precisas para muchos propósitos en topografía, ingeniería, geología, agricultura, silvicultura y dibujo de campo militar. El compás también se utiliza para detectar errores que pueden ocurrir al hacer observaciones de distancias con métodos más precisos. El compás consiste en contar el número de pasos, o pasos, en una distancia requerida. La longitud del paso de un individuo debe determinarse primero. Esto se hace mejor caminando con pasos naturales de ida y vuelta sobre un recorrido nivelado de al menos 300 pies de largo, y dividiendo la distancia conocida por el número promedio de pasos. Para distancias cortas, se necesita la longitud de cada paso, pero el número de pasos dados por 100 pies es deseable para verificar líneas largas. Es posible ajustar el propio compás a un pie parejo, pero una persona de altura promedio encuentra ese paso cansado si se mantiene durante mucho tiempo. La longitud del paso de un individuo varía cuando se va cuesta arriba o cuesta abajo y cambia con la edad. Para distancias largas, se puede llevar un instrumento de bolsillo llamado podómetro para registrar el número de pasos, o un pasómetro adherido al cuerpo o a la pierna cuenta los pasos. Algunos topógrafos prefieren contar pasos, siendo un paso dos pasos. El compás es una de las cosas más valiosas que se aprenden en topografía, ya que tiene aplicaciones prácticas para todos y no requiere equipo. Si el terreno es abierto y razonablemente llano, los marcapasos experimentados pueden medir distancias de 100 pies o más con una precisión de 1/50 a 1/100 de la distancia.

■ 6.4 LECTURAS DEL ODÓMETRO

Un odómetro convierte el número de revoluciones de una rueda de circunferencia conocida en una distancia. Las longitudes medidas por un odómetro en un vehículo son adecuadas para algunos estudios preliminares en el trabajo de ubicación de rutas. También sirven como controles aproximados de las observaciones realizadas por otros métodos. Hay otros tipos de ruedas de medición disponibles y útiles para determinar distancias cortas, particularmente en líneas curvas. Los odómetros indican distancias en la superficie, que deben corregirse a la horizontal si el terreno tiene una pendiente pronunciada (consulte la Sección 6.13). Con los odómetros, una precisión de aproximadamente 1/200 de la distancia es razonable.

■ 6.5 TELÉMETROS ÓPTICOS

Estos instrumentos funcionan según el mismo principio que los telémetros de las cámaras réflex de lente única. Básicamente, cuando están enfocados, resuelven la distancia del objeto f_2 en la ecuación (4.12), donde la longitud focal f y la distancia de la imagen f_1 son conocidas. Un operador mira a través de la lente y ajusta el enfoque hasta que un objeto distante visto se enfoca en coincidencia, con lo cual se obtiene la distancia a ese objeto. Estos instrumentos son capaces de precisiones de 1 parte en 50 a distancias de hasta 150 pies, pero la precisión disminuye a medida que aumenta la longitud. Son adecuados para reconocimiento, dibujo o verificación de observaciones más precisas para detectar errores.

■ 6.6 TAQUIMETRÍA

La taquimetría (estadios es el término más común en los Estados Unidos) es un método topográfico utilizado para determinar rápidamente la distancia horizontal y la elevación de un punto. Como se discutió en la Sección 5.4, las observaciones estadimétricas se obtienen apuntando a través de un telescopio equipado con dos o más alambres cruzados horizontales a un espaciamiento conocido. La longitud interceptada aparente entre los alambres superior e inferior se lee en una varilla graduada sostenida verticalmente en el punto deseado. La distancia del telescopio a la

varilla se encuentra por relaciones proporcionales en triángulos similares. Se logra una precisión de 1/500 de la distancia con un cuidado razonable.

■ 6.7 BARRA SUBTENSA

Este procedimiento indirecto de medición de distancias implica el uso de un teodolito para leer el ángulo horizontal subtendido por dos objetivos espaciados con precisión a una distancia fija en una barra subtensa. La distancia desconocida se calcula a partir del espaciamiento conocido de los objetivos y el ángulo horizontal medido. Antes de observar el ángulo desde un extremo de la línea, la barra se centra sobre el punto en el otro extremo de la línea y se orienta perpendicular a la línea y en un plano horizontal. Para miras de 500 pies (150 m) o más cortas, y usando una regla de 1 pulgada, se puede observar el ángulo horizontal subtendido por dos objetivos espaciados con precisión a una distancia fija. Con el teodolito se puede lograr una precisión de 1 parte en 3000 o mejor. La precisión disminuye con el aumento de la longitud de la línea. Además de ser adecuado únicamente para líneas relativamente cortas, este método de medición de distancias requiere mucho tiempo y rara vez se utiliza hoy en día, ya que ha sido reemplazado por la medición electrónica de distancias.

PARTE II • MEDICIÓN DE DISTANCIAS MEDIANTE CINTA

■ 6.8 INTRODUCCIÓN A LA MEDICIÓN DE CINTA

La observación de distancias horizontales mediante cinta consiste en aplicar la longitud conocida de una cinta graduada directamente a una línea un número de veces. Surgen dos tipos de problemas:
(1) observar una distancia desconocida entre puntos fijos, como entre dos estacas en el suelo y
(2) trazar una distancia conocida o requerida con solo la marca de inicio en su lugar.

La medición por cinta se realiza en seis pasos:
(1) alinear,
(2) aplicar tensión,
(3) aplomar,
(4) marcar la longitud de la cinta,
(5) leer la cinta y
(6) registrar la distancia.

La aplicación de estos pasos al encintar en terreno nivelado e inclinado se detalla en las Secciones 6.11 y 6.12.

■ 6.9 EQUIPO Y ACCESORIOS PARA ENCINTAR

A lo largo de los años, se han utilizado varios tipos de cintas y otros equipos relacionados para encintar en los Estados Unidos. Aquí se describen las cintas que se utilizan actualmente, así como otros accesorios utilizados en el encintado. Las cintas de topógrafo e ingeniero están hechas de acero de 1/4 a 3/8 de pulgada de ancho y pesan de 2 a 3 libras/100 pies. Las que están graduadas en pies son más comúnmente de 100 pies de largo, aunque también están disponibles en longitudes de 200, 300 y 500 pies. Están marcadas en pies, décimas y centésimas. Las cintas métricas tienen longitudes estándar de 30, 60, 100 y 150 m. Todas pueden enrollarse en un carrete [ver Figura 6.1(a)] o en bucles. Las cintas de invar están hechas de una aleación especial de níquel y acero (35% níquel y 65% acero) para reducir las variaciones de longitud causadas por las diferencias de temperatura. El coeficiente térmico de expansión y contracción de este material es sólo de alrededor de 1/30 a 1/60 del de una cinta de acero común. Sin embargo, el metal es blando y algo inestable. Esta debilidad, junto con el costo quizás diez veces mayor que el de las cintas de acero, las hizo adecuadas sólo para trabajos geodésicos precisos y como estándar para comparar con las cintas de trabajo. Otra versión, la cinta de Lovar, tiene propiedades y un costo entre los de las cintas de acero y las de invar. Las cintas de tela (o metálicas) están hechas de lino de alta calidad, de 5/8 de pulgada de ancho con finos alambres de cobre que corren a lo largo para darles resistencia adicional y evitar un alargamiento excesivo. Las cintas metálicas que se utilizan habitualmente tienen longitudes de 50, 100 y 200 pies y se presentan en rollos cerrados [consulte la Figura 6.1(b)]. Aunque no son adecuadas para trabajos de precisión, las cintas metálicas son convenientes y prácticas para muchos propósitos.

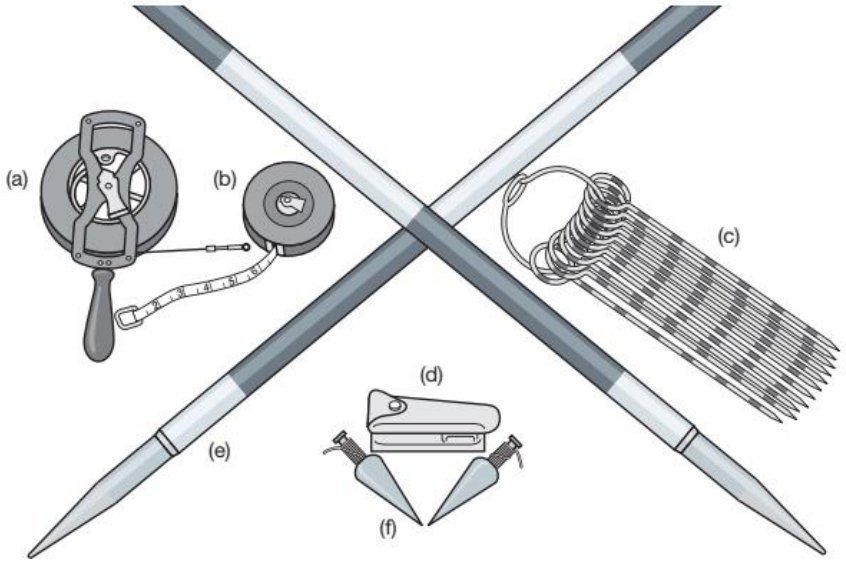


Figura 6.1
Equipo de medición para trabajo de campo.

Las cintas de fibra de vidrio vienen en una variedad de tamaños y longitudes y generalmente se enrollan en un carrete. Se pueden utilizar para los mismos tipos de trabajo que las cintas metálicas. Los pasadores de encadenamiento o pasadores de cinta se utilizan para marcar las longitudes de las cintas. La mayoría de los pasadores de encintado están hechos de alambre de acero número 12, puntiagudo en un extremo, tienen un lazo redondo en el otro extremo y están pintados con bandas rojas y blancas alternadas [ver Figura 6.1(c)]. Los juegos de 11 pasadores colocados en un anillo de acero son estándar. El nivel de mano, descrito en la Sección 4.13, es un instrumento simple que se utiliza para mantener los extremos de la cinta a elevaciones iguales cuando se observa sobre terreno accidentado [ver Figuras 4.17 y 6.1(d)]. Las manijas de tensión facilitan la aplicación de una tensión estándar deseada o conocida. Una unidad completa consta de un mango de alambre, un clip para ajustar el extremo del anillo de la cinta y una balanza de resorte que lee hasta 30 lb en graduaciones de ½- lb. Las manijas de sujeción se utilizan para aplicar tensión mediante un agarre rápido y positivo utilizando una acción tipo tijera en cualquier parte de una cinta de acero. No dañan la cinta y evitan lesiones en las manos y la cinta. Un termómetro de bolsillo permite leer datos para hacer correcciones de temperatura. Tiene aproximadamente 5 pulgadas de largo, graduado de a veces entre -30° a +120°F en divisiones de 1° o 2°, y se guarda en un estuche protector de metal. Los postes de medición (varillas de revestimiento) hechos de madera, acero o aluminio tienen aproximadamente 1 pulgada de espesor y de 6 a 10 pies de largo. Son redondos o hexagonales en sección transversal y están marcados con bandas rojas y blancas alternas de 1 pie de largo que se pueden usar para mediciones aproximadas [ver Figura 6.1(e)]. La principal utilidad de los postes de medición es marcar la línea que se está midiendo para que se pueda mantener la alineación de la cinta. Las plomadas para medir [ver Figura 6.1(f)] deben pesar un mínimo de 8 oz y tener una punta fina. Sin embargo, la mayoría de los topógrafos utilizan plomadas de 24 onzas por razones de estabilidad. Se necesitan al menos 6 pies de cuerda o cordón de buena calidad, sin nudos, para trabajar cómodamente con una plomada. Las puntas de la mayoría de las plomadas son extraíbles, lo que facilita el reemplazo si se desafilan o se rompen. La cuerda se puede enrollar en un carrete con resorte que es útil para apuntar de manera aproximada. Sin embargo, al medir con cinta, es mejor no usar un carrete.

■ 6 .10 CUIDADO DEL EQUIPO DE CINTA

Los siguientes puntos son pertinentes para el cuidado de las cintas y los postes:

1. Teniendo en cuenta el área de la sección transversal de la cinta de acero de un topógrafo promedio y su tensión admisible, una tracción de 100 lb no causará daño. Pero si la cinta está enroscada, una tracción de menos de 1 lb puede romperla. Por lo tanto, siempre verifique que se eliminen los bucles y las torceduras antes de aplicar tensión.

2. Si una cinta se moja, límpiela primero con un paño seco y luego con uno aceitoso.

3. Las cintas deben guardarse en un carrete o “arrojarse” en bucles circulares, pero no deben manipularse de ambas formas.

4. Cada cinta debe tener un número o etiqueta individual para identificarla.

5. Las cintas rotas se pueden reparar remachándolas o aplicando un dispositivo de manga, pero una cinta reparada no debe usarse en trabajos importantes.

6. Los postes de medición se fabrican con la base metálica y la punta alineada con la sección anterior. Esta alineación puede perderse si el poste se utiliza de forma incorrecta.

■ 6.11 MARCADO DE CINTA EN TERRENO NIVELADO

Las subsecciones que siguen describen seis pasos para marcar con cinta adhesiva en terreno nivelado usando una cinta.

6.11.1 COLOCANDO UN CINTA AUTOADHESIVA

Usando tiras autoadhesivas , la línea a medir debe marcarse en ambos extremos, y en puntos intermedios donde sea necesario, para asegurar líneas de visión sin obstrucciones. El marcado de cinta requiere un mínimo de dos personas, un marcador de cinta adelante y un marcador de cinta atrás. El marcador de cinta adelante es alineado por el marcador de cinta atrás. Las instrucciones se dan por señales vocales o manuales.

6.11.2 APLICACIÓN DE TENSIÓN

El marcador de cinta atrás sostiene el extremo de 100 pies de una cinta sobre el primer punto (trasero) mientras el marcador de cinta adelante, sosteniendo el extremo cero de la cinta. Para obtener resultados precisos, la cinta debe estar recta y los dos extremos deben mantenerse a la misma altura. Se aplica una tensión especificada, generalmente entre 10 y 25 lb. Para mantener una tensión constante, los plomeros envuelven la correa de cuero en el extremo de la cinta alrededor de una mano, mantienen los antebrazos contra sus cuerpos y la cara en ángulo recto con la línea. En esta posición, están fuera de la línea de visión. Además, el cuerpo sólo necesita estar inclinado para mantener, disminuir o aumentar la tensión. Mantener una tensión constante con los brazos extendidos es difícil, si no imposible, para una tracción de 15 libras o más. Una buena comunicación entre los plomeros delanteros y traseros evitará sacudidas de la cinta, ahorrará tiempo y producirá mejores resultados.

6.11.3 PLOMADA

La maleza, los obstáculos y las irregularidades de la superficie pueden hacer que no sea deseable colocar una cinta en el suelo. En esos casos, la cinta se sostiene por encima del suelo en una posición horizontal. Colocando la cuerda de la plomada sobre la graduación adecuada de la cinta y asegurándola con un pulgar, marque cada punto final en la cinta. El plomero trasero continúa sosteniendo una plomada sobre el punto fijo, mientras que el plomero delantero marca la longitud. Para medir una distancia más corta que la longitud completa de una cinta, el plomero que está adelante mueve la cuerda de la plomada hasta un punto en la cinta sobre la marca del suelo.

6.11.4 MARCANDO LA LONGITUD DE LA CINTA

Cuando la cinta se ha alineado correctamente, se ha aplicado tensión y el plomero trasero está sobre el punto, se grita "pegado". El plomero delantero coloca entonces un alfiler exactamente opuesto a la marca cero de la cinta y grita "pegado". El punto marcado se comprueba repitiendo la medición hasta que se asegure la certeza de su ubicación correcta. Después de comprobar la medición, el plomero delantero señala que el punto está bien, el plomero trasero levanta el alfiler trasero y siguen adelante. El plomero delantero arrastra la cinta, recorre aproximadamente 100 pies y se detiene. El plomero trasero grita "cinta" para notificar al plomero delantero que han recorrido 100 pies justo antes de que el extremo de 100 pies llegue al pasador que se ha fijado. El proceso de medición de longitudes de 100 pies se repite hasta que se necesita una longitud de cinta parcial al final de la línea.

6.11.5 LECTURA DE LA CINTA

Hay dos estilos comunes de graduaciones en las cintas de topógrafo de 100 pies. Es necesario identificar el tipo que se utiliza antes de empezar a trabajar para evitar cometer errores de un pie repetidamente. El tipo de cinta más común tiene una longitud graduada total de 101 pies. Está marcada de 0 a 100 por pies completos en una dirección, y tiene un pie adicional que precede a la marca cero graduada de 0 a 1 pie en décimas, o en décimas y centésimas en la otra dirección. Al medir la última longitud parcial de cinta de una línea con este tipo de cinta, el plomero trasero sostiene una graduación de un pie completo en el último pasador fijado [como la marca de 87 pies en la Figura 6.2(a)]. La marca

de pie real que se sostiene es la que hace que las graduaciones en el pie adicional entre cero y el extremo de la cinta se extiendan hasta el punto de cierre. El encargado de la cinta que está adelante lee la longitud adicional de 0,68 pies más allá de la marca de cero. En el caso ilustrado, para asegurar una grabación correcta, el encargado de la cinta que está atrás dice “87”. El encargado de la cinta que está adelante repite y agrega la lectura parcial del pie, diciendo “87,68”. Como se ha agregado parte de un pie, este tipo de cinta se conoce como cinta adicional. El otro tipo de cinta que se encuentra en la práctica tiene una longitud graduada total de 100 pies. Está marcada de 0 a 100 con incrementos de pie completo, y el primer pie en cada extremo (de 0 a 1 y de 99 a 100) está graduado en décimas, o en décimas y centésimas. Con este tipo de cinta, la última longitud parcial de la cinta se mide sosteniendo una graduación de un pie completo en el último pasador de encadenamiento establecido de manera que la sección graduada de la cinta entre la marca cero y la marca de 1 pie se extienda a ambos lados del punto de cierre. Esto se indica en la Figura 6.2(b), donde la marca de 88 pies se sostiene en el último pasador de encadenamiento y la tachuela que marca el final de la línea está frente a 0,32 pies leídos desde el extremo cero de la cinta. La longitud parcial de la cinta es entonces 88,0 — 0,32 = 87,68 pies. Se dice que la cantidad de 0,32 pies se corta; por lo tanto, este tipo de cinta se llama cinta cortada. Para asegurar la resta de un pie del número en la graduación de un pie completo utilizada, se recomienda el siguiente procedimiento de campo y llamadas: el encargado de la cinta trasero dice "88"; el encargado de la cinta delantero dice "punto de corte tres-dos"; el encargado de la cinta trasero responde "ochenta y siete, punto seis ocho". El encargado de adelante de la cinta confirma la resta y responde "verificar" cuando está satisfecho de que es correcta. Una ventaja de la cinta adicional es que es más fácil de usar porque no se necesita restar cuando se miden partes decimales de un pie. Su desventaja es que los encargados de la cinta descuidados a veces harán mediciones de 101,00 pies y las registrarán como 100,00 pies. La cinta cortada prácticamente elimina este error. La misma rutina debe usarse durante todas las mediciones realizadas por un grupo y los resultados deben probarse de todas las formas posibles. Un solo error al restar el pie parcial cuando se usa una cinta cortada destruirá la precisión de cientos de otras mediciones buenas. Por esta razón, la cinta adicional es más infalible. El mayor peligro de errores en la medición surge cuando se cambia de un estilo de cinta a otro.

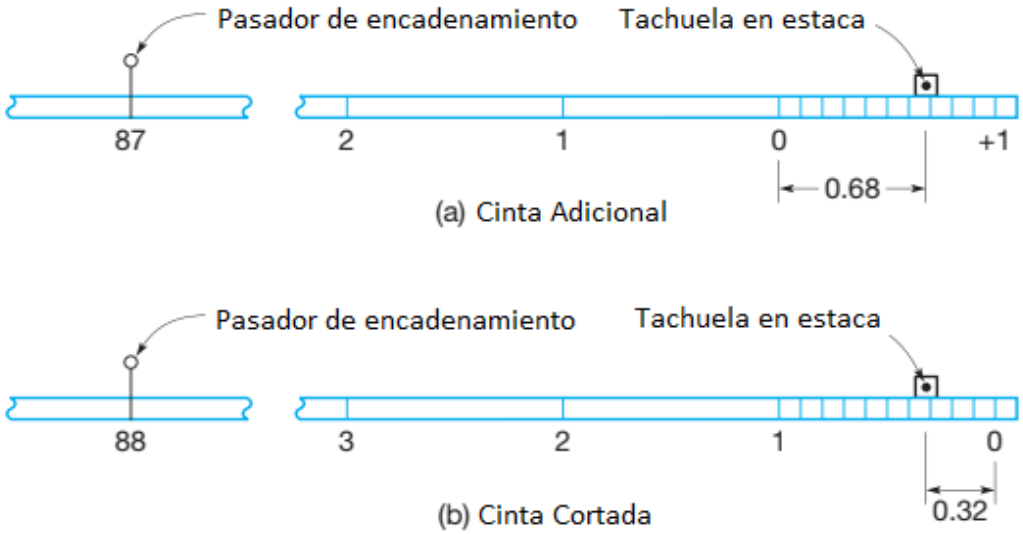


Figura 6.2
Lectura de longitudes de cinta parciales.

6.11.6 REGISTRO DE LA DISTANCIA

El trabajo de campo preciso puede verse anulado por un registro descuidado. Después de obtener la longitud parcial de la cinta al final de una línea, el encargado de la cinta que está detrás determina el número de longitudes de cinta completas de 100 pies contando los pines recolectados del conjunto original de 11. Para distancias mayores de 1000 pies, se hace una anotación en el libro de campo cuando el encargado de la cinta que está detrás tiene 10 pines y uno permanece en el suelo. Esto significa un recuento de 10 longitudes de cinta completas y tradicionalmente se ha llamado una "salida". El encargado de la cinta que está adelante comienza de nuevo con 10 pines y se repite el proceso.

Dado que hoy en día las distancias largas se miden electrónicamente, las cintas se utilizan típicamente para distancias menores a 100 pies. Aunque los procedimientos de encintado pueden parecer relativamente simples, es difícil lograr una alta precisión, especialmente para principiantes. El encintado es una habilidad que se puede enseñar y aprender mejor mediante demostraciones y práctica en el campo.

■ 6.12 MEDICIONES HORIZONTALES EN TERRENO INCLINADO

Al medir en terreno irregular o inclinado, es una práctica estándar sostener la cinta horizontalmente y usar una plomada en uno o quizás ambos extremos. Es difícil mantener la plomada firme para alturas por encima del pecho. El viento exagera este problema y puede hacer imposible un trabajo preciso. En pendientes más pronunciadas, donde una longitud de 100 pies no se puede sostener horizontalmente sin medir desde arriba del nivel del hombro, se miden distancias más cortas y se acumulan para totalizar una longitud de cinta completa. Este procedimiento, llamado romper la cinta, se ilustra en la Figura 6.3. Como ejemplo de esta operación, supongamos que al medir cuesta abajo, el extremo de 100 pies de la cinta se sostiene en el punto trasero, y el que lleva la cinta adelante puede avanzar sólo 30 pies sin verse obligado a medir desde arriba del pecho. Por lo tanto, se coloca un pasador debajo de la marca de 70 pies, como en la Figura 6.4. El encargado de la cinta que está detrás se mueve hacia este punto y sostiene la graduación de 70 pies allí mientras otro punto se coloca, por ejemplo, en la marca de 25 pies. Luego, con la graduación de 25 pies sobre el segundo punto, la distancia completa de 100 pies se marca en el punto cero. De esta manera, las longitudes parciales de la cinta se suman mecánicamente para formar 100 pies completos sosteniendo las graduaciones adecuadas, y no se requiere aritmética mental. El encargado de la cinta que está detrás devuelve los puntos colocados en los puntos intermedios al encargado de la cinta que está adelante para mantener el conteo claro en el número de longitudes completas de cinta establecidas. Para evitar doblar la cinta, el encargado de la cinta tira de la longitud total de 100 pies hacia adelante hasta la posición para medir la siguiente longitud de cinta. En todos los casos, la cinta se nivela con la vista o con la mano, y los encargados de la cinta recuerdan la tendencia natural a tener el extremo descendente de una cinta demasiado bajo. La práctica mejorará la habilidad de sujetar la cinta en forma horizontal manteniéndola perpendicular a la cuerda vertical de la plomada. Medir cuesta abajo es preferible a medir cuesta arriba por dos razones. En primer lugar, al medir cuesta abajo, el punto trasero se mantiene firme sobre un objeto fijo mientras se ploma el otro extremo. Al medir cuesta arriba, el punto delantero debe fijarse mientras el otro extremo oscila un poco. En segundo lugar, si es necesario romper la cinta, el encargado de medir puede usar más cómodamente el nivel de mano para descender una distancia, lo que hace que la cinta quede horizontal cuando se sostiene cómodamente a la altura del pecho.

Figura 6.3
Rompiendo la cinta

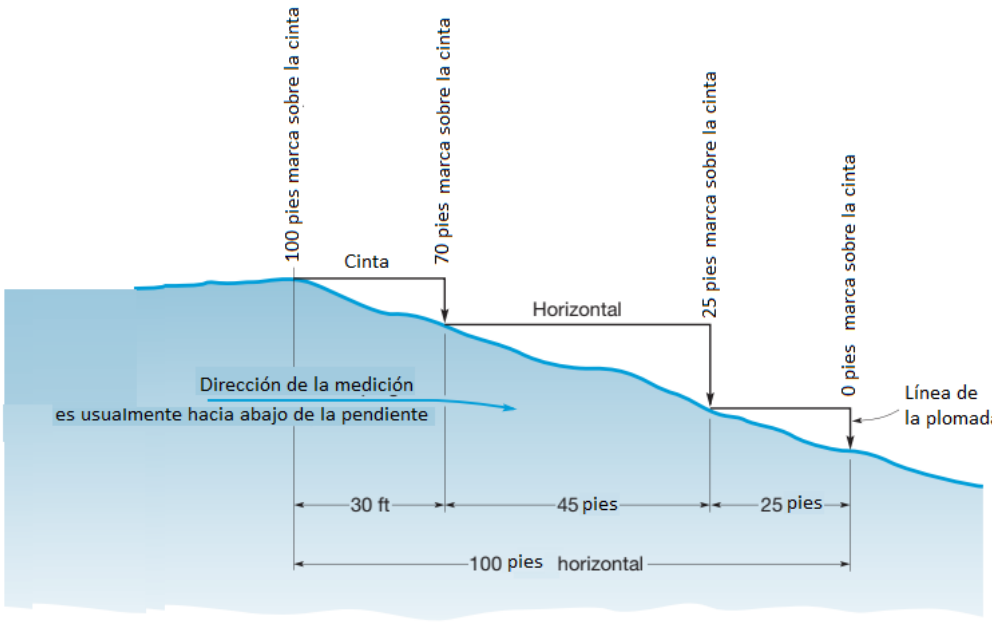


Figura 6.4
Procedimiento para romper la cinta (cuando la cinta no está en caja o en carrete).

■ 6.13 MEDICIONES DE PENDIENTE

Al medir la distancia entre dos puntos en una pendiente pronunciada, en lugar de romper la cinta cada pocos pies, puede ser conveniente medir a lo largo de la pendiente y calcular el componente horizontal. Esto requiere también la medición del ángulo de altitud a o la diferencia en elevación *d* (Figura 6.5). Romper la cinta requiere más tiempo y generalmente es menos preciso debido a la acumulación de errores aleatorios al marcar los extremos de la cinta y mantener la cinta nivelada y alineada durante muchas secciones cortas. En la Figura 6.5, si se determina el ángulo de altitud α, la distancia horizontal entre los puntos A y B se puede calcular a partir de la relación

$$H = L\cos\alpha \qquad \textbf{(6.1a)}$$

donde H es la distancia horizontal entre puntos, L la longitud de la pendiente que los separa y α el ángulo de altura respecto de la horizontal, que se obtiene habitualmente con un nivel de mano de Abney y un clinómetro (dispositivo manual para medir ángulos de inclinación). Si se mide la diferencia de elevación *d* entre los extremos de la cinta, lo que se hace nivelando (véase el capítulo 5), la distancia horizontal se puede calcular utilizando la siguiente expresión derivada del teorema de Pitágoras:

$$H = \sqrt{L^2 - d^2} \qquad \textbf{(6.2a)}$$

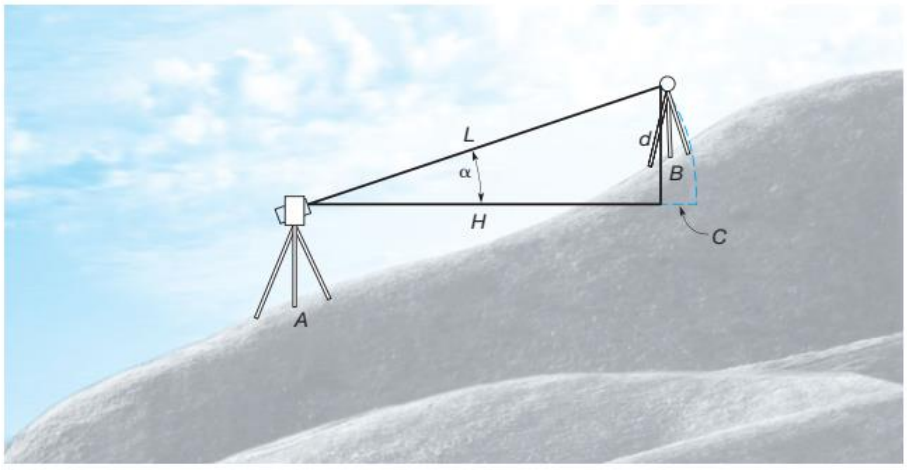


Figura 6.5
Medición de pendiente.

Otra fórmula aproximada, obtenida a partir del primer término de una expansión binomial del teorema de Pitágoras, se puede utilizar en estudios de orden inferior para reducir las distancias de pendiente a la horizontal:

$$H = L - \frac{d^2}{2L}(\text{approx.}) \qquad \textbf{(6.2b)}$$

En la ecuación (6.2b) el término $d^2/2L$ es igual a C en la figura 6.5 y es una corrección que se resta de la longitud de pendiente medida para obtener la distancia horizontal. El error al usar la fórmula aproximada para una longitud de 100 pies aumenta con el aumento de la pendiente. La ecuación (6.2b) es útil para hacer estimaciones rápidas, sin una calculadora, o tamaños de error producidos para condiciones de pendiente variables. No debe usarse como un método alternativo de la ecuación (6.2a) al reducir las distancias de pendiente.

■ 6.14 FUENTES DE ERROR EN EL ENCINTADO

Hay tres fuentes fundamentales de error en el encintado

1. Errores instrumentales. Una cinta puede diferir en longitud real de su longitud graduada nominal debido a un defecto de fabricación o reparación, o como resultado de torceduras.

2. Errores naturales. La distancia horizontal entre las graduaciones de los extremos de una cinta varía debido a los efectos de la temperatura, el viento y el peso de la cinta misma.

3. Errores personales. Los encargados de colocar las clavijas, leer la cinta o manipular el equipo.

Los tipos más comunes de errores de medición de la cinta se analizan en las subsecciones siguientes. Provienen de fuentes instrumentales, naturales y personales. Algunos tipos producen errores sistemáticos, otros producen errores aleatorios.

6.14.1 LONGITUD INCORRECTA DE LA CINTA

La longitud incorrecta de una cinta puede ser uno de los errores más importantes. Es sistemático. Los fabricantes de cintas no garantizan que las cintas de acero tengan exactamente su longitud nominal graduada (por ejemplo, 100,00 pies) ni proporcionan un certificado de estandarización a menos que se solicite y se pague como extra. La longitud real se obtiene comparándola con una cinta o distancia estándar. El Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST) [1] del Departamento de Comercio de los EE. UU. realizará dicha comparación y certificará la distancia exacta entre las graduaciones de los extremos en determinadas condiciones de temperatura, tensión y forma de soporte. Una cinta de acero de 100 pies suele estar estandarizada para cada uno de los dos conjuntos de condiciones: por ejemplo, 68 °F, una tracción de 12 lb, con la cinta apoyada sobre una superficie plana (totalmente apoyada en todo su recorrido); y 68 °F, una tracción de 20 lb, con la cinta apoyada sólo en los extremos.

1 La información sobre los servicios de calibración de cintas del Instituto Nacional de Normas y Tecnología se puede obtener en el siguiente sitio web: http://wwrw.nist.gov. Las cintas se pueden enviar para calibración al Instituto Nacional de Normas y Tecnología, edificio 220, sala 113, 100 Bureau Dr., Gaithersburg, MD 20899; teléfono: (301) 975-2465.

Las escuelas y las oficinas de topografía suelen tener una línea de 100 pies medida con precisión o al menos una cinta estandarizada que se utiliza únicamente para comprobar otras cintas sujetas a desgaste. Cada vez que se utiliza una cinta, se produce un error causado por una longitud incorrecta. Si la longitud real, conocida por la estandarización, no es exactamente igual a su valor nominal de 100,00 pies registrado para cada longitud completa, la corrección se puede determinar como

$$C_L = \left(\frac{l - l'}{l'}\right) L \qquad \textbf{(6.3)}$$

donde C_L es la corrección que se debe aplicar a la longitud medida (registrada) de una línea para obtener la longitud verdadera, *l* la longitud real de la cinta, *l'* la longitud nominal de la cinta y L la longitud medida (registrada) de la línea. Las unidades para los términos de la ecuación (6.3) pueden expresarse en pies o metros.

6.14.2 TEMPERATURA DISTINTA A LA ESTÁNDAR

Las cintas de acero están estandarizadas para 68 °F (20 °C) en los Estados Unidos. Una temperatura superior o inferior a este valor provoca un cambio en la longitud que debe tenerse en cuenta. El coeficiente de expansión y contracción térmica del acero utilizado en las cintas comunes es de aproximadamente 0,00000645 por unidad de longitud por grado Fahrenheit y 0,0000116 por unidad de longitud por grado Celsius. Para cualquier cinta, la corrección por temperatura se puede calcular como

$$C_T = k(T_1 - T)L \qquad (6.4)$$

donde C_T es la corrección en la longitud de una línea causada por una temperatura no estándar, k el coeficiente de expansión y contracción térmica de la cinta, T_1 la temperatura de la cinta en el momento de la medición, T la temperatura de la cinta cuando tiene una longitud estándar y L la longitud observada (registrada) de la línea. La corrección $C_T$tendrá las mismas unidades que L, que pueden ser pies o metros. Los errores causados por cambios de temperatura pueden eliminarse prácticamente (a) midiendo la temperatura y haciendo correcciones de acuerdo con la ecuación (6.4) o (b) usando una cinta Invar.

Los errores causados por cambios de temperatura son sistemáticos y tienen el mismo signo si la temperatura siempre está por encima de 68 °F o siempre por debajo de ese estándar. Cuando la temperatura está por encima de 68 °F durante parte del tiempo empleado en medir una línea larga y por debajo de 68 °F durante el resto del tiempo, los errores tienden a equilibrarse parcialmente entre sí, pero aún así se deben calcular y aplicar correcciones. Los efectos de la temperatura son difíciles de evaluar en la medición con cinta. La temperatura del aire que se lee en un termómetro puede ser muy diferente de la que se obtiene con la cinta a la que está adherido. La luz del sol, la sombra, el viento, la evaporación de una cinta húmeda y otras condiciones hacen que la temperatura de la cinta sea incierta. Los experimentos de campo demuestran que las temperaturas en el suelo o en el césped pueden ser de 10 a 25° más altas o más bajas que las que se encuentran a la altura de los hombros debido a una "capa de clima" (microclima) de 6 pulgadas sobre el suelo. Dado que una diferencia de temperatura de 15°F produce un cambio de 0,01 pies por cada 100 pies de longitud de cinta, la importancia de variaciones tan grandes es obvia. Las mediciones de taller realizadas con balanzas de acero y otros dispositivos también están sujetas a los efectos de la temperatura. La precisión requerida para fabricar un avión o un barco de gran tamaño puede perderse por esta única causa.

6.14.3 TRACCIÓN INCONSISTENTE

Cuando se tira de una cinta de acero con una tensión mayor que su tracción estándar (la tensión con la que fue calibrada), la cinta se estirará y se volverá más larga que su longitud estándar. Por el contrario, si se utiliza una tracción menor que la estándar, la cinta será más corta que su longitud estándar. El módulo de elasticidad de la cinta regula la cantidad que se estira. La corrección por tracción se puede calcular y aplicar utilizando la siguiente fórmula

$$C_P = (P_1 - P)\frac{L}{AE} \qquad (6.5)$$

donde C_P es el alargamiento total de la longitud de la cinta debido a la tracción, en pies; P_1 la tracción aplicada a la cinta en el momento de la observación, en libras; P la tracción estándar para la cinta, en libras; A el área de la sección transversal de la cinta, en pulgadas cuadradas; E el módulo de elasticidad del acero, en libras por pulgada cuadrada; y L la longitud observada (registrada) de la línea. Un valor promedio de E es 29.000.000 lb/$pulg^2$ para el tipo de acero que se usa típicamente en las cintas. En el sistema métrico, para producir la corrección C_P en metros, las unidades comparables de P y P_1 son kilogramos, L son metros, A son centímetros cuadrados y E son kilogramos por centímetro cuadrado. Un valor promedio de E para el acero en estas unidades es aproximadamente 2.000.000 kg/cm^2. El área de la sección transversal de una cinta de acero se puede obtener del fabricante, midiendo su ancho y espesor con calibradores, o dividiendo el peso total de la cinta por el producto de su longitud (en pies) por el peso unitario del

acero (490 lb/pie^2), y multiplicando por 144 para convertir pies cuadrados a pulgadas cuadradas. Los errores resultantes de una tensión incorrecta se pueden eliminar (a) utilizando una balanza de resorte para medir y mantener la fuerza de tracción estándar o (b) aplicando una fuerza de tracción distinta a la estándar y haciendo correcciones para la desviación de la misma de acuerdo con la ecuación (6.5).

Los errores causados por una tensión incorrecta pueden ser sistemáticos o aleatorios. La tensión aplicada incluso por un técnico experimentado en cintas a veces es mayor o menor que el valor deseado. Es probable que una persona sin experiencia, en particular una que no haya utilizado una balanza de resorte en una cinta, aplique menos tensión que la estándar de manera constante.

6.14.4 Flecha

Una cinta de acero que no está apoyada en toda su longitud se comba en forma de catenaria; un buen ejemplo es el cable entre dos postes de electricidad. Debido a la flecha, la distancia horizontal (longitud de la cuerda) es menor que la distancia graduada entre los extremos de la cinta, como se ilustra en la Figura 6.6. La flecha se puede reducir aplicando mayor tensión, pero no se puede eliminar a menos que la cinta esté apoyada en toda su longitud. La siguiente fórmula se utiliza para calcular la corrección de la flecha:

$$C_S = -\frac{w^2 L_S^3}{24 P_1^2} \qquad (6.6)$$

donde en el sistema inglés C_S es la corrección por pandeo (diferencia entre la longitud de una cinta curva y una línea recta de un soporte al siguiente), en pies; L_S la longitud sin soporte de la cinta, en pies; w el peso de la cinta por pie de longitud, en libras; y P_1 la tracción sobre la cinta, en libras. Las unidades del sistema métrico para la ecuación (6.6) son kg/m para w, kg para P_1 y metros para C_S y L_S. Los efectos de los errores causados por la comba se pueden eliminar (a) sosteniendo la cinta a intervalos cortos o en toda su longitud o

(b) calculando una corrección de comba para cada segmento sin soporte y aplicando el total a la longitud registrada de acuerdo con la ecuación (6.6). Es importante reconocer que la ecuación (6.6) no es lineal y, por lo tanto, se debe aplicar a cada sección sin soporte de la cinta. Es incorrecto aplicarla a la longitud total de una línea a menos que la línea se haya observado en una sección. Como se indicó anteriormente, cuando se miden líneas de longitud desconocida, las correcciones de comba son siempre negativas, mientras que las correcciones positivas ocurren si la tensión aplicada excede la tracción estándar. Para cualquier cinta dada, la denominada tensión normal necesaria para compensar estos dos factores se puede obtener igualando las ecuaciones (6.5) y (6.6) entre sí y despejando P_1. Aunque la aplicación de la tensión normal elimina la necesidad de hacer correcciones tanto para la tracción como para la comba, no se utiliza comúnmente porque la tracción requerida suele ser demasiado grande para una aplicación conveniente.

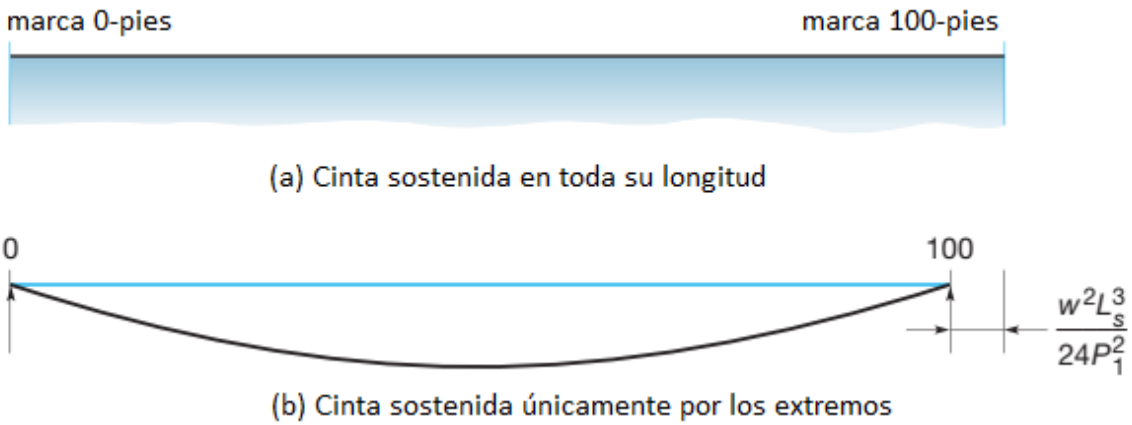


Figura 6.6
Efecto de Flecha

6.14.5 CINTA NO HORIZONTAL Y CINTA FUERA DE LÍNEA

Las correcciones por errores causados por una cinta que está inclinada en el plano vertical se calculan de la misma manera que las correcciones por errores que resultan de estar fuera de línea en el plano horizontal. Las longitudes corregidas se pueden determinar por la ecuación (6.2), donde en el plano vertical, d es la diferencia de elevación entre los extremos de la cinta, y en el plano horizontal, d es la cantidad donde un extremo de la cinta está fuera de línea. En cualquier caso, L es la longitud de la cinta involucrada en la medición. Los errores causados por que la cinta no está horizontal son sistemáticos, y siempre hacen que las longitudes registradas sean más largas que las longitudes reales. Se reducen utilizando un nivel de mano para mantener las elevaciones de los extremos de la cinta iguales, o ejecutando niveles diferenciales (ver Sección 5.4) sobre los puntos de medición y aplicando correcciones para las diferencias de elevación. Los errores de que la cinta esté fuera de línea también son sistemáticos, y también hacen que las longitudes registradas sean más largas que las longitudes reales. Este tipo de error se puede eliminar mediante una alineación cuidadosa.

6.14.6 PLOMADA INADECUADA

Se necesita práctica y nervios firmes para mantener una plomada quieta el tiempo suficiente para marcar un punto. La plomada se balanceará, incluso en climas tranquilos. En pendientes muy suaves y en superficies lisas como el pavimento, los plomeros sin experiencia obtienen mejores resultados colocando la cinta en el suelo en lugar de aplomarla. Los plomeros con experiencia aploman la mayoría de las mediciones. Los errores causados por una aplomación inadecuada son aleatorios, ya que pueden hacer que las distancias sean demasiado largas o demasiado cortas. Sin embargo, los errores serían sistemáticos cuando se coloca la cinta directamente contra o en la dirección de un viento fuerte. Las plomadas más pesadas y el hecho de tocar la plomada en el suelo o estabilizarla con un pie disminuyen su oscilación. La práctica en la aplomación reducirá los errores.

6.14.7 MARCADO DEFECTUOSO

Los pasadores de encadenamiento deben colocarse perpendiculares a la línea encintada pero inclinados 45° respecto del suelo. Esta posición permite aplomar hasta el punto donde el pasador ingresa al suelo sin interferencia del bucle. La maleza, las piedras y la hierba o las malezas desvían un pasador de encadenamiento y pueden aumentar el efecto de un marcado incorrecto. Los errores de estas fuentes tienden a ser aleatorios y se mantienen pequeños ubicando cuidadosamente un punto y luego verificándolo. Al encintar en superficies sólidas como pavimento o aceras, se pueden usar marcas de lápiz o rasguños para marcar segmentos encintados. La precisión en el encintado en el suelo se puede aumentar usando tachuelas en estacas como marcadores en lugar de pasadores de encadenamiento.

6.14.8 LECTURA INCORRECTA O INTERPOLACIÓN

El proceso de lectura a centésimas en cintas graduadas sólo a décimas, o a milésimas en cintas graduadas a centésimas, se llama interpolación. Los errores de esta fuente son aleatorios a lo largo de una línea. Pueden reducirse con cuidado en la lectura, empleando una lupa o usando una pequeña escala para determinar la última cifra.

6.14.9 RESUMEN DE LOS EFECTOS DE LOS ERRORES DE ENCINTADO

Un error de 0,01 pie es significativo en muchas mediciones topográficas. La Tabla 6.1 enumera los nueve tipos de errores de encintado; los clasifica como instrumentales (I), naturales (N) o personales (P) y sistemáticos (S) o aleatorios (R); y da la desviación de la normal que produce un error de 0,01 pie en una longitud de 100 pies. El método aceptado para reducir los errores en el trabajo preciso es hacer mediciones separadas de la misma línea con diferentes cintas, a diferentes horas del día y en direcciones opuestas. Se puede obtener una precisión de 1 /10.000 prestando una cuidadosa atención a los detalles.

TABLA 6.1 SUMA DE ERRORES

Tipo de Error	Fuente del Error*	Sistemático (S) o Aleatorio (R)	Desviación de la Normalidad para Producir un Error de 0,01 pies para una Cinta de 100 pies
Largo de Cinta	I	S	0.01 pies
Temperatura	N	S ó R	15°F
Tirada	P	S ó R	15 lb
Flecha	N, P	S	0.6 pies al centro para una cinta de 100 pies estandarizada y soportada en toda su longitud
Alineación	P	S	1,4 pie en un extremo de una cinta de 100 pies, ó 0,7 pies en el punto medio
Cinta desnivelada	P	S	Diferencia de elevación de 1,4 pies entre los extremos de una cinta de 100 pies
Plomada	P	R	0.01 pie
Marcado	P	R	0.01 pie
Interpolación	P	R	0.01 pie

*I, instrumental; N, natural; P, personal.

■ 6.15 PROBLEMAS DE CINTA

Todos los problemas de cinta se desarrollan a partir del hecho de que una cinta es más larga o más corta que su longitud "nominal" graduada debido a la fabricación, cambios de temperatura, tensión aplicada o alguna otra razón. Existen sólo dos tipos básicos de tareas de medición con cinta: se puede medir una distancia desconocida entre dos puntos fijos o se puede trazar una distancia requerida desde un punto fijo. Como la cinta puede ser demasiado larga o demasiado corta para cualquiera de las tareas, existen cuatro versiones posibles de medición con cinta, que son:

(1) medir con una cinta que sea demasiado larga,

(2) medir con una cinta que sea demasiado corta,

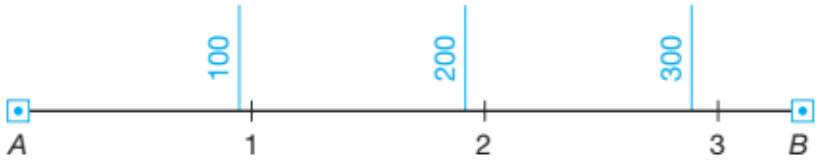
(3) colocar una cinta que sea demasiado larga y

(4) colocar una cinta que sea demasiado corta.

La solución de un problema particular siempre se simplifica y verifica dibujando un boceto. Suponga que la distancia fija AB en la Figura 6.7 se mide con una cinta que se encuentra que es de 100,03 pies medidos entre las marcas de 0 y 100 pies. Entonces (las condiciones en la figura están muy exageradas) la primera longitud de la cinta se extendería hasta el punto 1; la siguiente, hasta el punto 2; y la tercera, hasta el punto 3. Como la distancia restante desde 3 hasta B es menor que la distancia correcta desde la verdadera marca de 300 pies hasta B, la longitud registrada AB es demasiado pequeña y debe aumentarse con una corrección. Si la cinta hubiera sido demasiado corta, la distancia grabada sería demasiado grande y habría que restar la corrección.

Al trazar una distancia requerida desde un punto fijo, ocurre lo contrario. La corrección debe restarse de la longitud deseada para las cintas más largas que su valor nominal y sumarse para las cintas más cortas. Un esquema simple como el de la Figura 6.7 deja en claro si la corrección debe sumarse o restarse para cualquiera de los cuatro casos.

Figura 6.7
Colocación de cinta entre puntos fijos, cinta demasiado larga.



■ 6.16 CORRECCIONES COMBINADAS EN UN PROBLEMA DE CINTA

Al medir distancias lineales con cinta, a menudo ocurren varios tipos de errores sistemáticos simultáneamente. Los siguientes ejemplos ilustran procedimientos para calcular y aplicar correcciones para los dos tipos básicos de problemas, medición y desdoblamiento.

■ Ejemplo 6.1

Se encontró que una cinta de acero de 30 m estandarizada a 20 °C y sostenida en toda su extensión bajo una tensión de 5,45 kg tenía 30,012 m de largo. La cinta tenía un área de sección transversal de 0,050 cm^2 y un peso de 0,03967 kg/m. Esta cinta se mantuvo horizontal, sostenida sólo en los extremos, con una tensión constante de 9,09 kg para medir una línea de A a B en tres segmentos. Se registraron los datos que se enumeran en la siguiente tabla. Aplique correcciones para la longitud de la cinta, la temperatura, la tracción y la comba para determinar la longitud correcta de la línea.

(a) La corrección de la longitud de la cinta por la ecuación (6.3) es

$$C_L = \left(\frac{30.012 - 30.000}{30.000}\right) 81.151 = +0.0324 \text{ m}$$

(b) Las correcciones de temperatura por la ecuación (6.4) son (Nota: se requieren correcciones separadas para las distancias observadas a diferentes temperaturas):

Sección	Distancia (Registrada) Medida (m)	Temperatura (°C)
A-1	30.000	14
1-2	30.000	15
2-*B*	21.151	16
	Σ81.151	

$$C_{T_1} = 0{,}0000116(14 - 20)30{,}000 = -0{,}0021 \text{ m}$$
$$C_{T_2} = 0{,}0000116(15 - 20)30{,}000 = -0{,}0017 \text{ m}$$
$$C_{T_3} = 0{,}0000116(16 - 20)21{,}151 = -0{,}0010 \text{ m}$$
$$\Sigma C_T = -0{,}0048 \text{ m}$$

(c) La corrección de tracción por la ecuación (6.5) es

$$C_P\left(\frac{9{,}09 - 5{,}45}{0{,}050 \times 2.000.000}\right) 81{,}151 = 0{,}0030 \text{ m}$$

(d) Las correcciones de pandeo por la ecuación (6.6) son (Nota: se requieren correcciones separadas para las dos longitudes suspendidas):

$$C_{S_1} = -2\left[\frac{(0{,}03967)^2(30{,}000)^3}{24(9{,}09)^2}\right] = -0{,}0429 \text{ m}$$

$$C_{S_2} = -\frac{(0{,}03967)^2(21{,}151)^3}{24(9{,}09)^2} = -0{,}0075 \text{ m}$$

$$\Sigma C_S = -0{,}0504 \text{ m}$$

(e) Finalmente, la distancia corregida AB se obtiene sumando todas las correcciones a la distancia medida, o

$$AB = 81{,}151 + 0{,}0324 - 0{,}0048 + 0{,}0030 - 0{,}0504 = 81{,}131 \text{ m}$$

Ejemplo 6.2 Se encontró que una cinta de acero de 100 pies estandarizada a 68 °F y soportada en su totalidad bajo una tensión de 20 lb tenía 100.012 pies de largo. La cinta tenía un área de sección transversal de 0.0078 pulg.² y un peso de 0.0266 lb/pie. Esta cinta se utiliza para trazar una distancia horizontal CD de exactamente 175.00 pies. El terreno tiene una pendiente lisa del 3%, por lo que la cinta se utilizará completamente soportada. Determine la distancia de pendiente correcta para el trazado si se utiliza una tracción de 15 lb y la temperatura es de 87 °F.

Solución

(a) La corrección de la longitud de la cinta, por la ecuación (6.3), es

$$C_L = \left(\frac{100{,}012 - 100{,}000}{100{,}000}\right)175{,}00 = +0{,}021 \text{ ft}$$

(b) La corrección de temperatura, por la ecuación (6.4), es

$$C_T = 0{,}00000645(87 - 68)175{,}00 = +0{,}021 \text{ ft}$$

(c) La corrección de tracción, por la ecuación (6.5), es

$$C_P = \frac{(15 - 20)}{0{,}0078(29.000.000))}175{,}00 = -0{,}0004 \text{ ft}$$

(d) Dado que se trata de un problema de desconexión, se restan todas las correcciones. Por lo tanto, la distancia horizontal requerida para la desconexión, redondeada a la centésima de pie más cercana, es

$$CD_h = 175{,}00 - 0{,}021 - 0{,}021 + 0{,}0004 = 174{,}96 \text{ ft}$$

(e) Finalmente, se utiliza una forma reorganizada de la ecuación (6.2) para calcular la distancia de pendiente (la diferencia en elevación d para usar en esta ecuación, para 174,5 pies en una pendiente del 3%, es 174,96(0,03) = 5,25 pies):

$$CD_s = \sqrt{(174{,}96)^2 + (5{,}25)^2} = 175{,}04 \text{ ft}$$

PARTE III MEDICIÓN ELECTRÓNICA DE DISTANCIAS

■ 6.17 INTRODUCCIÓN

Un avance importante en la instrumentación topográfica ocurrió hace aproximadamente 60 años con el desarrollo de los instrumentos de medición electrónica de distancias (EDM). Estos dispositivos miden longitudes determinando indirectamente el número de ondas completas y parciales de energía electromagnética transmitida necesarias para viajar entre los dos extremos de una línea. En la práctica, la energía se transmite desde un extremo de la línea al otro y regresa al punto de partida; : por lo tanto, recorre la doble distancia del camino. Al multiplicar el número total de ciclos por su longitud de onda y dividirlo entre 2, se obtiene la distancia desconocida.

El físico sueco Erik Bergstrand introdujo el primer instrumento EDM en 1948. Su dispositivo, llamado geodímetro (acrónimo de medidor de distancia geodésica), fue el resultado de los intentos por mejorar los métodos de medición de la velocidad de la luz. El instrumento transmitía luz visible y era capaz de observar con precisión distancias de hasta 40 km (25 mi) por la noche. En 1957, se introdujo un segundo aparato EDM, el telurómetro. Diseñado en Sudáfrica por el Dr. T. L. Wadley, este instrumento transmitía microondas y era capaz de observar distancias de hasta 80 km (50 mi) o más, de día o de noche. El valor potencial de estos primeros modelos EDM para la profesión topográfica se reconoció de inmediato. Sin embargo, eran caros y no eran fácilmente portátiles para las operaciones de campo. Además, los procedimientos de observación eran largos, y las reducciones matemáticas para obtener distancias a partir de los valores observados eran difíciles y requerían mucho tiempo. La investigación y el desarrollo continuos han superado todas estas deficiencias. Antes de la introducción de los instrumentos EDM, la cinta métrica permitía realizar mediciones de distancia precisas. Aunque aparentemente es un procedimiento relativamente simple, la medición precisa de distancias es una de las tareas topográficas más difíciles y laboriosas. Ahora, los instrumentos EDM han hecho posible obtener mediciones precisas de distancias de forma rápida y sencilla. Dada una línea de visión, se pueden medir longitudes largas o cortas sobre masas de agua, autopistas concurridas o terrenos inaccesibles para la medición. En la generación actual, los instrumentos EDM se combinan con teodolitos digitales y microprocesadores para producir instrumentos de estación total (véanse las figuras 1.3 y 2.5). Estos dispositivos pueden observar de forma simultánea y automática distancias y ángulos. El microprocesador recibe la longitud de pendiente y el ángulo cenital (o altitud) medidos, calcula los componentes de distancia horizontal y vertical y los muestra en tiempo real. Cuando están equipados con colectores de datos (véase la sección 2.12), pueden registrar notas de campo electrónicamente para su transmisión a ordenadores, plotters y otros equipos de oficina para su procesamiento. Estos sistemas, denominados "de campo a fin", están ganando aceptación mundial y transformando sustancialmente la práctica topográfica.

■ 6.18 PROPAGACIÓN DE LA ENERGÍA ELECTROMAGNÉTICA

La medición electrónica de distancias se basa en la velocidad y la forma en que la energía electromagnética se propaga a través de la atmósfera. La velocidad de propagación se puede expresar con la siguiente ecuación.

$$V = f\lambda \qquad (6.7)$$

donde V es la velocidad de la energía electromagnética, en metros por segundo; f la frecuencia modulada de la energía, en hercios; [2] y λ la longitud de onda, en metros. La velocidad de la energía electromagnética en el vacío es de 299.792.458 m/s. Su velocidad se reduce ligeramente en la atmósfera según la siguiente ecuación.

$$V = c/n \qquad (6.8)$$

2 El hercio (Hz) es una unidad de frecuencia equivalente a 1 ciclo/s. El kilohercio (KHz), el megahercio (MHz) y el gigahercio (GHz) equivalen a 10^3, 10^4 y 10^9 Hz, respectivamente.

donde **c** es la velocidad de la energía electromagnética en el vacío y n el índice de refracción atmosférico. El valor de n varía de aproximadamente 1,0001 a 1,0005, dependiendo de la presión y la temperatura, pero es aproximadamente igual a 1,0003. Por lo tanto, la medición electrónica precisa de distancias requiere que se midan la presión y la temperatura atmosféricas para conocer el valor apropiado de n. La temperatura, la presión atmosférica y la humedad relativa tienen un efecto en el índice de refracción. Debido a que una fuente de luz emite luz compuesta por muchas longitudes de onda, y dado que cada longitud de onda tiene un índice de refracción diferente, el grupo de ondas tiene un índice de refracción de grupo. El valor de la refractividad de grupo N_g en aire $estándar^3$ para la medición electrónica de distancias es

$$N_g = (n_g - 1)10^6 = 287{,}6155 + \frac{4{,}88660}{\lambda^2} + \frac{0{,}06800}{\lambda^4} \qquad (6.9)$$

Donde λ es la longitud de onda de la luz expresada en micrómetros y $N_g$es el índice de refracción del grupo. Las longitudes de onda de las fuentes de luz comúnmente utilizadas en los EDM son de 0,6328 μm para el láser rojo y de 0,900 a 0,930 μm para el infrarrojo.
El índice de refracción del grupo real n_a para la atmósfera en el momento de la observación debido a las variaciones de temperatura, presión y humedad se puede calcular como

$$n_a = 1 + \left(\frac{273{,}15}{1013{,}25} \cdot \frac{N_g P}{t + 273{,}15} - \frac{11{,}27\ e}{t + 273{,}15}\right)10^{-6} \qquad \textbf{(6.10)}$$

Donde e es la presión parcial de vapor de agua en $hectopascal$[4] (hPa), definida por la temperatura y la humedad relativa en el momento de la medición, P es la presión en hPa y t es la temperatura de bulbo seco en °C. La presión parcial de vapor de agua, e, puede calcularse con suficiente precisión para condiciones normales de funcionamiento como

$$e = E \cdot h/100 \qquad \textbf{(6.11)}$$

Donde $E = 10^{[7.5t/(237.3+t)+0.7858]}$ y h es la humedad relativa en portentaje.

- **EJEMPLO 6.3**: ¿Cuál es la longitud de onda y la velocidad reales de un haz de luz infrarroja cercana (λ = 0,915 μm) modulado a una frecuencia de 320 MHz a través de una atmósfera con una temperatura (seca) t de 34 °C, una humedad relativa h del 56 % y una presión atmosférica de 1041,25 hPa?

- **SOLUCIÓN:**

Por la ecuación (6.9)

$$N_g = 287{,}6155 + \frac{4{,}88660}{(0{,}915)^2} + \frac{0{,}06800}{(0{,}915)^4} = 293{,}5491746$$

3 Un aire estándar se define con las siguientes condiciones: 0,0375 % de dióxido de carbono, temperatura de 0 °C, presión de 760 mm de mercurio y 0 % de humedad.

4 1 Atmósfera = 101,325 kPa = 1013,25 hPa = 760 torr = 760 mmHg

Por la ecuación (6.11)

$$a = \frac{7{,}5 \times 34}{(237.3 + 34)} + 0{,}7858 = 1{,}7257$$
$$E = 10^a = 53{,}18$$
$$e = Eh = 53{,}18 \times 56/100 = 29{,}7788$$

Por la ecuación (6.10)

$$n_a = 1 + \left(\frac{273{,}15}{1013{,}25} \cdot \frac{293{,}5492 \times 1041{,}25}{34 + 273{,}15} - \frac{11{,}27 \times 29{,}7788}{34 + 273{,}15}\right)10^{-6}$$
$$= 1 + (268{,}268660 - 1{,}09265)10^{-6}$$
$$= 1{,}0002672$$

Por la ecuación (6.8)

$$V = 299.792.458/1{,}0002672 = 299.712.382 \text{ m/sec}$$

Reorganizando la ecuación (6.7) produce una longitud de onda real de

$$\lambda = 299.712.382/320.000.000 = 0{,}9366012\ \mu\text{m}$$

Nótese en la solución del Ejemplo 6.3 que el segundo término entre paréntesis en la Ecuación (6.10) explica los efectos de la humedad en la atmósfera. De hecho, si se ignorara este término, el índice de refracción real n_a sería 1,0002683, lo que resultaría en la misma longitud de onda calculada con cinco decimales. Esto demuestra por qué, al utilizar instrumentos EDM que emplean luz infrarroja cercana, los efectos de la humedad en la transmisión de la onda pueden ignorarse para todos los trabajos, excepto para los más precisos. El estudiante debe verificar este hecho. La manera en que la energía electromagnética se propaga a través de la atmósfera puede representarse conceptualmente mediante la curva sinusoidal ilustrada en la Figura 6.8. Esta figura muestra una longitud de onda o ciclo. Porciones de longitudes de onda o las posiciones de los puntos a lo largo de la longitud de onda se dan mediante ángulos de fase. Así, en la Figura 6.8, un ángulo de fase de 360° representa un ciclo completo, o un punto al final de la longitud de onda, mientras que 180° es la mitad de la longitud de onda, o el punto medio. Una posición intermedia a lo largo de una longitud de onda con un ángulo de fase de, por ejemplo, 135° es 135/360, o 0,375 de la longitud de onda.

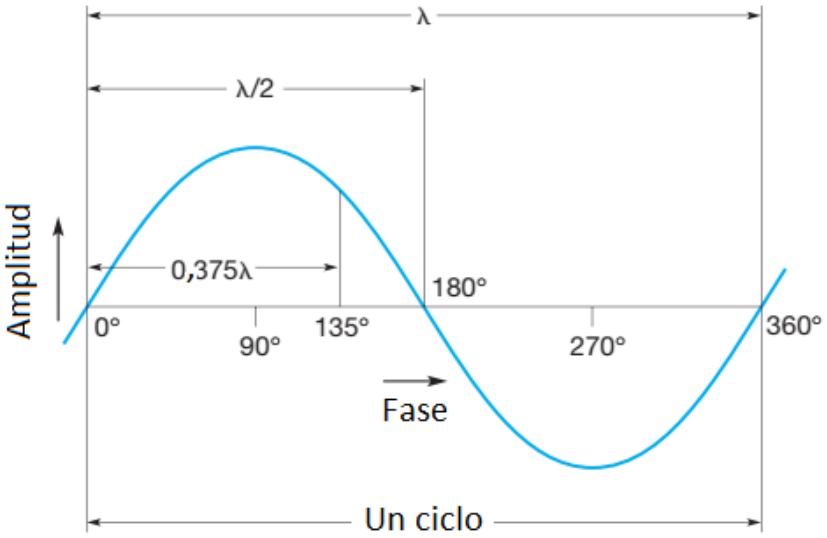


FIGURA 6.8
Longitud de onda de energía electromagnética que ilustra ángulos de fase.

■ 6.19 PRINCIPIOS DE LA MEDICIÓN ELECTRÓNICA DE DISTANCIAS

En la Sección 6.17, se afirmó que las distancias se observan electrónicamente al determinar el número de ondas completas y parciales de energía electromagnética transmitida que se requieren para recorrer la distancia entre los dos extremos de una línea. En otras palabras, este proceso implica determinar el número de longitudes de onda en una distancia desconocida. Luego, conociendo la longitud precisa de la onda, se puede determinar la distancia. Esto es similar a relacionar una distancia desconocida con la longitud calibrada de una cinta de acero. El procedimiento de medición electrónica de una distancia se representa en la Figura 6.9, donde un dispositivo EDM se ha centrado sobre la estación A por medio de una plomada o un dispositivo de plomada óptica. El instrumento transmite una señal portadora de energía electromagnética a la estación B. Una frecuencia de referencia de una longitud de onda regulada con precisión se ha superpuesto o modulado sobre la portadora. Un reflector en B devuelve la señal al receptor, por lo que su trayectoria de viaje es el doble de la distancia de pendiente AB. En la figura, la energía electromagnética modulada se representa mediante una serie de ondas sinusoidales, cada una con una longitud de onda γ. La unidad en A determina el número de longitudes de onda en la trayectoria doble, multiplicado por la longitud de onda en pies o metros y dividido entre 2 para obtener la distancia AB. Por supuesto, sería muy inusual que una distancia medida fuera exactamente un número entero de longitudes de onda, como se ilustra en la Figura 6.9. En cambio, se esperaría, en general, una parte fraccionaria de una longitud de onda; por ejemplo, la parte parcial del valor P que se muestra en la Figura 6.10. En esa figura, la distancia L entre el instrumento EDM y el reflector se expresaría como

$$L = \frac{n\lambda + p}{2} \qquad (6.12)$$

donde γ es la longitud de onda, n el número de longitudes de onda completas y P la longitud de la parte fraccionaria. El instrumento EDM determina la longitud fraccionaria a partir de la medición del desplazamiento de fase (ángulo de fase) de la señal de retorno. Para ilustrar, suponga que la longitud de onda para el ejemplo de la Figura 6.10 fue exactamente de 20,000 m. Suponga también que el ángulo de fase de la señal de retorno fue de 115,7°, en cuyo caso la longitud P sería (115,7/360)20,000 = 6,428 m. Entonces, de la figura, dado que n = 9, por la Ecuación (6.12), la longitud L es

$$L = \frac{9(20{,}000) + 6{,}428}{2} = 93{,}214 \text{ m}$$

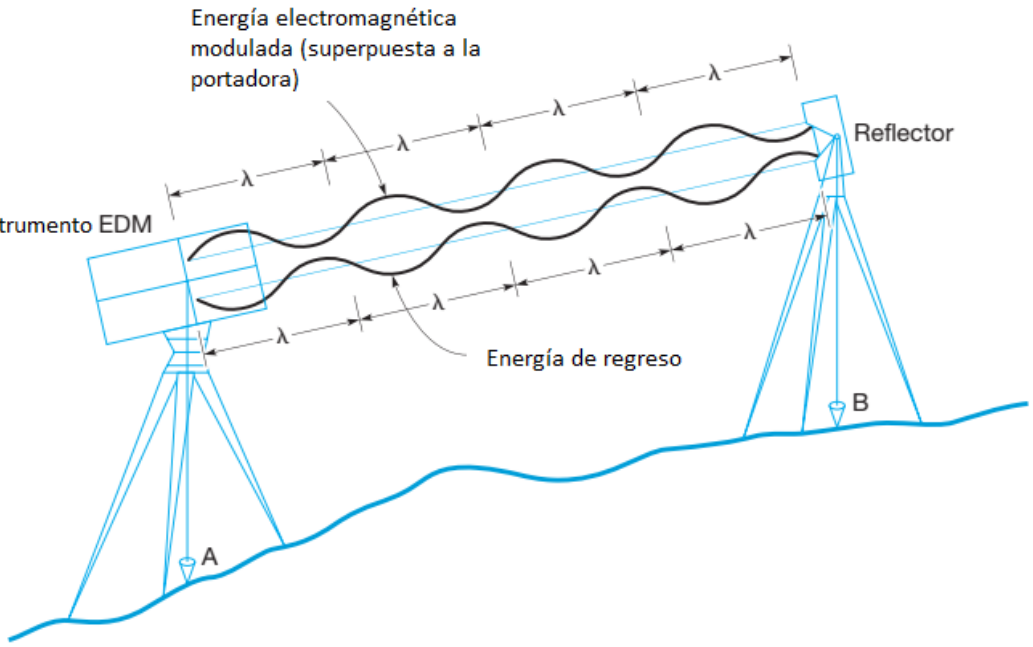


Figura 6.9
Procedimiento EDM generalizado.

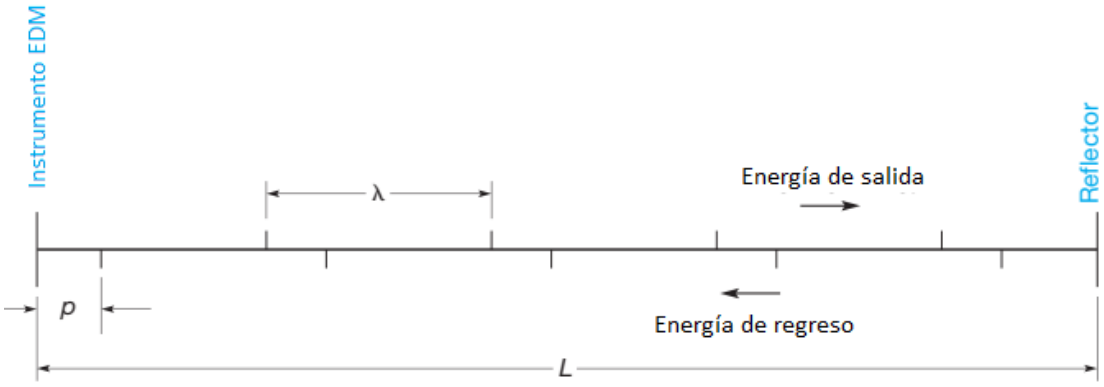


Figura 6.10
Principio de medición de diferencia de fase.

Considerando la distancia de doble trayectoria, la longitud de onda de 20 m utilizada en el ejemplo anterior tiene una longitud de onda efectiva de 10 m. Esta es una de las longitudes de onda fundamentales utilizadas en los instrumentos EDM actuales. Se genera utilizando una frecuencia de aproximadamente 15 MHz. Los instrumentos EDM no pueden determinar el número de longitudes de onda completas en una distancia desconocida transmitiendo sólo una frecuencia y longitud de onda. Para resolver la ambigüedad n, en la ecuación (6.12), deben transmitir señales adicionales con longitudes de onda mayores. Este procedimiento se explica en la siguiente sección, que describe los instrumentos EDM electroópticos.

■ 6.20 INSTRUMENTOS ELECTROÓPTICOS

La mayoría de los instrumentos EDM fabricados hoy en día son electroópticos y transmiten luz infrarroja o láser como señal portadora. Esto se debe principalmente a que su intensidad se puede modular directamente, lo que simplifica considerablemente el equipo. Los modelos anteriores usaban lámparas de tungsteno o mercurio. Eran voluminosas, requerían una gran fuente de energía y tenían rangos de operación relativamente cortos, especialmente durante el día debido a la excesiva dispersión atmosférica. Los instrumentos EDM que usaban luz coherente producida por láseres de gas siguieron. Estos eran más pequeños y portátiles, y eran capaces de hacer observaciones de largas distancias tanto de día como de noche.

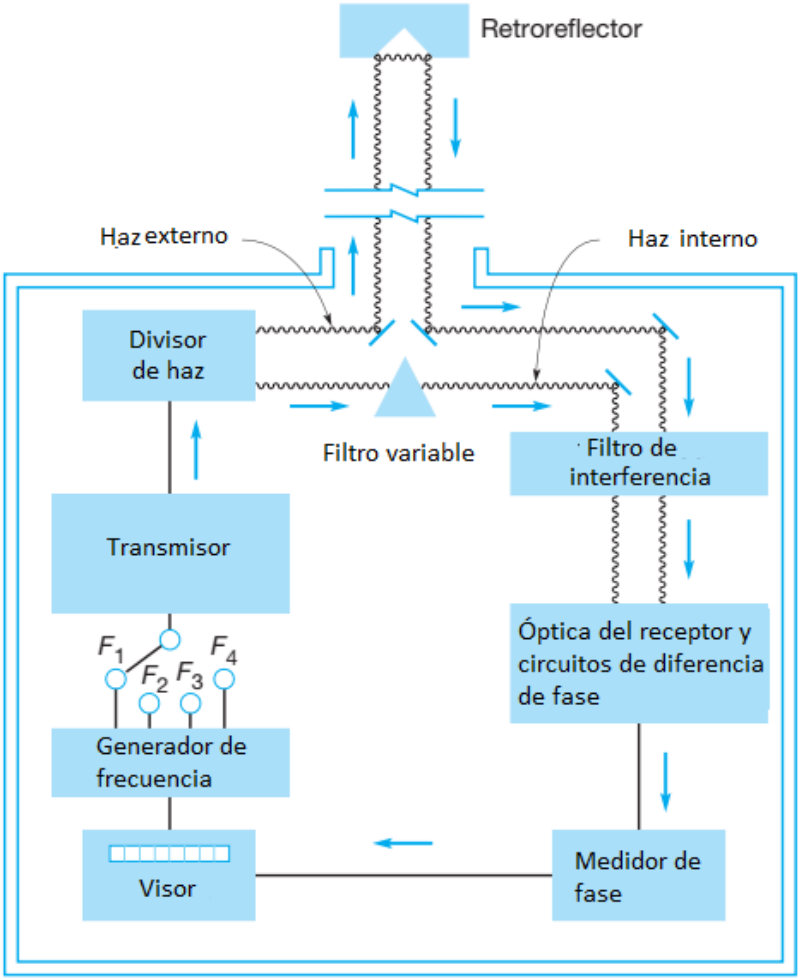


Figura 6.1 1 Diagrama de bloques generalizado que ilustra el funcionamiento del instrumento EDM electroóptico.

La Figura 6.11 es un diagrama esquemático general que ilustra el método básico de funcionamiento de un tipo particular de instrumento electroóptico. El transmisor utiliza un diodo de GaAs que emite luz infrarroja modulada en amplitud (AM). Un oscilador de cristal controla con precisión la frecuencia de modulación. El proceso de modulación puede considerarse similar al paso de luz a través de un tubo de estufa con una placa reguladora girando a una velocidad o frecuencia controlada con precisión. Cuando la placa reguladora está cerrada, no pasa luz. Al abrirse, la intensidad de la luz aumenta hasta un máximo en un ángulo de fase de 90° con la placa completamente abierta. La intensidad se reduce a cero con la placa reguladora cerrada en un ángulo de fase de 180°, y así sucesivamente. Esta variación de intensidad o modulación de amplitud se representa correctamente mediante ondas sinusoidales como las que se muestran en las Figuras 6.8 y 6.9. Como se muestra en la Figura 6.11, un divisor de haz divide la luz emitida por el diodo en dos señales independientes: un haz de medición externo y un haz de referencia interno. Mediante un telescopio montado en el instrumento EDM, el haz externo se dirige cuidadosamente a un retro reflector centrado sobre el punto en el otro extremo de la línea. La Figura 6.12 muestra un retro reflector cúbico de triple esquina, del tipo utilizado para devolver el haz externo, coaxial, al receptor. El haz interno pasa por un filtro de densidad variable y su intensidad se reduce a un nivel igual al de la señal externa devuelta, lo que permite una observación más precisa. Tanto las señales internas como las externas pasan por un filtro de interferencias, que elimina energía no deseada, como la luz solar.

Figura 6.12

Retro reflector triple. (Cortesía de Topcon Positioning Systems).

Los haces internos y externos pasan a través de componentes para convertirlos en energía eléctrica, preservando al mismo tiempo la relación de desfase resultante de sus diferentes longitudes de recorrido. Un medidor de fase convierte esta diferencia de fase en corriente continua con una magnitud proporcional a la fase diferencial. Esta corriente se conecta a un medidor de nulos ajustado para anular la corriente. La longitud de onda fraccionaria se mide durante el proceso de anulación, se convierte a distancia y se muestra. Para resolver la ambigüedad del número de ciclos completos que ha experimentado una onda, los instrumentos EDM transmiten diferentes frecuencias de modulación. La unidad ilustrada en el esquema de la Figura 6.11 utiliza cuatro frecuencias: F1, F2, F3 y F4, como se indica. Si se utilizan frecuencias de modulación de 14,984 MHz, 1,4984 MHz, 149,84 KHz y 14,984 KHz, y suponiendo un índice de refracción de 1,0003, sus longitudes de onda efectivas correspondientes son 10,000, 100,00, 1000,0 y 10.000 m, respectivamente. Suponga que la distancia mostrada es de 3867,142. Los cuatro dígitos de la derecha, 7,142, se obtienen del desfase medido durante la transmisión de la longitud de onda de 10,000 m a la frecuencia F1. A continuación, se transmite la frecuencia F2, con una longitud de onda de 100,00 m, lo que da una longitud fraccionaria de 67,14. Esto proporciona el dígito 6 en la distancia mostrada. La frecuencia F3 da una lectura de 867,1, que proporciona el dígito 8 en la respuesta, y finalmente, la frecuencia F4 da una lectura de 3867, que proporciona el dígito 3, para completar la visualización. A partir de este ejemplo, debería ser evidente que la alta resolución de una medición (más cercana a 0,001 m) se asegura utilizando la longitud de onda de 10,000 m, y las demás simplemente resuelven la ambigüedad del número de estas longitudes de onda más cortas en la distancia total.

Con instrumentos más antiguos, el cambio de frecuencias y la anulación se hacían manualmente ajustando diales y girando perillas. Ahora los instrumentos modernos incorporan microprocesadores que controlan todo el proceso de medición. Una vez que el instrumento se apunta al reflector y comienza la medición, la distancia final aparece en la pantalla casi instantáneamente. Otros cambios en los nuevos instrumentos incluyen la electrónica mejorada para controlar la modulación de amplitud y el reemplazo del medidor de nulos por un detector de fase electrónico. Estos cambios han mejorado significativamente la precisión con la que se pueden determinar los cambios de fase, lo que a su vez ha reducido el número de frecuencias diferentes que deben transmitirse. En consecuencia, ahora se utilizan tan solo dos frecuencias en algunos instrumentos: una que produce una longitud de onda corta para proporcionar los dígitos de alta resolución y otra con una longitud de onda larga para proporcionar los números gruesos. Para ilustrar cómo es esto posible, considere nuevamente la medición de ejemplo que se acaba de describir, que utilizó cuatro frecuencias. Recuerde que se obtuvo una lectura de 7,142 con la longitud de onda de 10,000 m, y que se leyó 3867 con la longitud de onda de 10,000 m. Nótese la superposición del dígito común 7 en las dos lecturas. Suponiendo que ambas mediciones de desplazamiento de fase se realizan de forma fiable a cuatro cifras significativas, el dígito más a la izquierda de la primera lectura debería ser de hecho el mismo que el más a la derecha de la segunda lectura. Si estos dígitos son los mismos en la medición, esto proporciona una verificación en el funcionamiento del instrumento. Los instrumentos modernos comparan estos dígitos superpuestos y mostrarán un mensaje de error si no coinciden. Si

coinciden, la distancia mostrada tomará los cuatro dígitos de la primera lectura (longitud de onda corta) y los primeros tres dígitos de la segunda lectura.
Los fabricantes ofrecen una gama completa de instrumentos con precisiones que varían de ±(1 mm + 1 ppm) a ±(10 mm + 5 ppm). **5**
Las versiones anteriores se fabricaban para funcionar de forma independiente sobre un trípode, por lo que, desde cualquier configuración, sólo podían medir distancias. Actualmente, como se mencionó anteriormente, en la mayoría de los casos, los EDMS se combinan con teodolitos digitales electrónicos para producir nuestros modernos y versátiles instrumentos de estación total. Estos se describen en la siguiente sección.

■ 6.21 INSTRUMENTOS DE ESTACIÓN TOTAL

Los instrumentos de estación total (también llamados a veces tacómetros electrónicos) combinan un instrumento EDM, un teodolito digital electrónico y una computadora en una sola unidad. Estos dispositivos, descritos con más detalle en el Capítulo 8, observan automáticamente los ángulos horizontales y cenitales (o de altitud), así como las distancias, y transmiten los resultados en tiempo real a una computadora incorporada. El ángulo horizontal y cenital (o de altitud) y la distancia de pendiente se pueden mostrar, y luego, con comandos de teclado, los componentes de distancia horizontal y vertical se pueden calcular instantáneamente a partir de estos datos y mostrar. Si el instrumento está orientado en la dirección, y las coordenadas de la estación ocupada se ingresan al sistema, las coordenadas de cualquier punto avistado se puede obtener inmediatamente. Todos estos datos se pueden almacenar en el instrumento o en un colector de datos, eliminando así el registro manual. Los instrumentos de estación total son de gran utilidad en todo tipo de topografía, como se explicará más adelante. Además de calcular y mostrar automáticamente las componentes horizontal y vertical de la distancia en pendiente, y las coordenadas de los puntos avistados, los instrumentos de estación total pueden operarse en modo de seguimiento. En este modo, también llamado replanteo, se puede introducir la distancia requerida (horizontal, vertical o en pendiente) mediante el panel de control y apuntar el telescopio del instrumento en la dirección correcta. A medida que el reflector se mueve hacia adelante o hacia atrás, la diferencia entre la distancia deseada y la distancia al reflector se actualiza y muestra rápidamente. Cuando la pantalla muestra una diferencia cero, se ha establecido la distancia requerida y se ha fijado una estaca. Esta función, extremadamente útil en el replanteo de construcción, se describe con más detalle en la Sección 23.9.
Los instrumentos de estación total que se muestran en las figuras 2.5, 6.13 y 8.2 tienen un rango de distancia de aproximadamente 3 km (usando un solo prisma) con una precisión de ±(2 mm + 2 ppm) y leen ángulos con una precisión de 1 pulgada.

Figura 6.13
La estación total LEICA TCI 101. (Cortesía de Leica Geosystems AG).

5 *Las precisiones en las mediciones de distancia electrónica se expresan en dos partes; la primera parte es una constante y la segunda es proporcional a la distancia medida. La abreviatura ppm = partes por millón. Una ppm equivale a 1 mm/km. En una distancia de 5.000 pies de largo, un error de 5 ppm equivale a 5.000 X (5 X* 10^6*) = 0,025 pies.*

■ 6.22 INSTRUMENTOS DE EDM SIN REFLECTORES

Recientemente, se han introducido algunos instrumentos de EDM que no requieren reflectores para la medición de distancias. Estos dispositivos utilizan señales láser infrarrojas pulsadas en el tiempo y, en su modo de funcionamiento sin reflector, pueden observar distancias de hasta 100 m. La Figura 6.14(a) muestra un distanciómetro láser portátil.

Figura 6.14
(a) El distanciómetro láser portátil LEICA DISTO, (b) utilizando el LEICA DISTO para medir hasta un punto inaccesible. (Cortesía de Leica Geosystems AG).

Algunos instrumentos de estación total, como el que se muestra en la Figura 6.13, utilizan señales láser y también pueden observar distancias de hasta 100 m en el modo sin reflector. Pero como se mencionó anteriormente, con prismas pueden observar longitudes de hasta 3 km. Usando instrumentos en el modo sin reflector, se pueden hacer observaciones a objetos inaccesibles tales como las características de un edificio como se muestra en la Figura 6.14(b), caras de presas y muros de contención, miembros estructurales que se ensamblan en puentes, etc. Estos instrumentos pueden aumentar la velocidad y eficiencia de los levantamientos en cualquier proyecto de construcción o fabricación, especialmente al medir a características que son inaccesibles.

■ 6.23 CÁLCULO DE LONGITUDES HORIZONTALES A PARTIR DE DISTANCIAS DE PENDIENTE

Todos los equipos EDM miden la distancia de pendiente entre dos estaciones. Como se mencionó anteriormente, si la unidad EDM está incorporada en un instrumento de estación total, entonces puede reducir estas distancias a sus componentes horizontales automáticamente [si se ingresa el ángulo cenital (o altitud)]. Con algunos de los primeros EDM, esto no se podía hacer, y las reducciones se llevaban a cabo manualmente. Los procedimientos utilizados, ya sea realizados internamente por el microprocesador o manualmente, siguen los descritos en esta sección. Se supone, por supuesto, que las distancias de pendiente se corrigen primero para las condiciones instrumentales y atmosféricas. La reducción de las distancias de pendiente a la horizontal puede basarse en las diferencias de elevación o en el ángulo cenital (o vertical). Debido a la curvatura de la Tierra, las líneas largas deben tratarse de manera diferente en la reducción que las cortas y se discutirán en el Capítulo 19.

6.23.1 REDUCCIÓN DE LÍNEAS CORTAS POR DIFERENCIAS DE ELEVACIÓN

Si se utiliza la diferencia de elevación para reducir las distancias de pendiente a la horizontal, durante las operaciones de campo se miden y registran las alturas h_e del instrumento EDM y h_r del reflector por encima de sus respectivas estaciones (véase la Figura 6.15). Si se conocen las elevaciones de las estaciones A y B en la figura, la ecuación (6.2) reducirá la distancia de pendiente a la horizontal, y el valor de d (diferencia de elevación entre el instrumento EDM y el reflector) se calculará de la siguiente manera:

$$d = (\text{elev}_A + h_e) - (\text{elev}_B + h_r) \qquad \textbf{(6.13)}$$

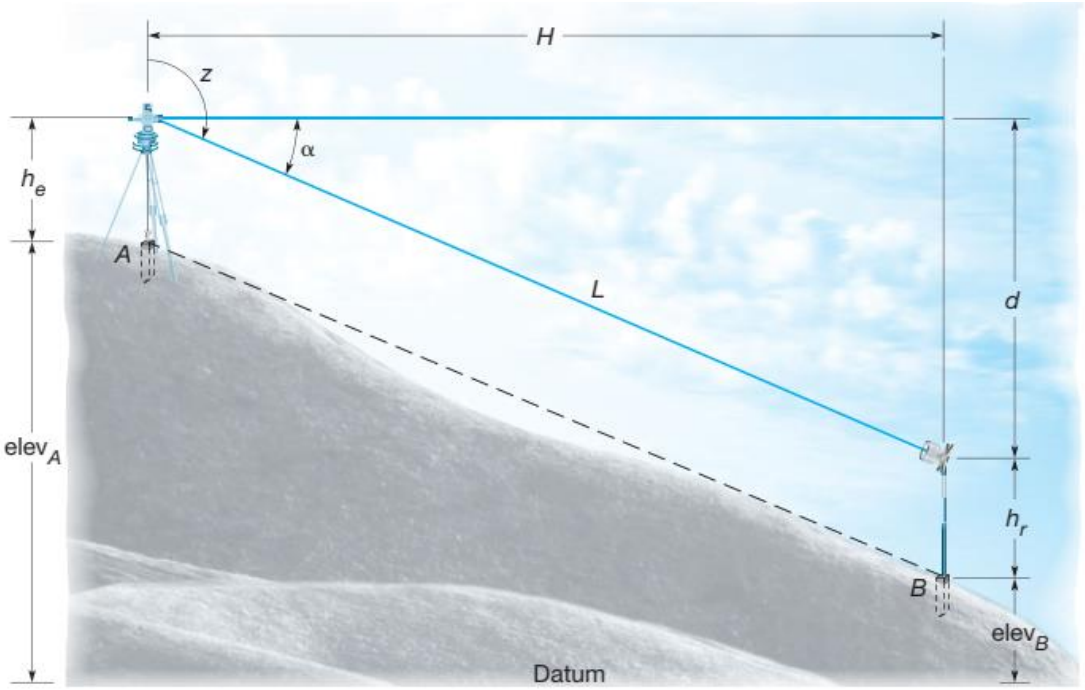


Figura 6.15
Reducción de la distancia de pendiente del EDM a la horizontal.

- **Ejemplo 6.4**. Se midió una distancia de pendiente de 165,360 m (corregida por las condiciones meteorológicas) de A a B, cuyas elevaciones eran 447,401 y 445,389 m sobre el nivel de referencia, respectivamente. Halle la longitud horizontal de la línea AB si las alturas del instrumento EDM y del reflector eran 1,417 y 1,615 m sobre sus respectivas estaciones.

SOLUCIÓN:

Por la ecuación (6.13).

$$d = (447{,}401 + 1{,}417) - (445{,}389 + 1{,}615) = 1{,}814 \text{ m}$$

Por la ecuación (6.2)

$$H = \sqrt{(165{,}360)^2 - (1{,}814)^2} = 165{,}350 \text{ m}$$

6.23.2 REDUCCIÓN DE LÍNEAS CORTAS POR ÁNGULOS VERTICALES

Si se observa el ángulo cenital z (ángulo medido hacia abajo desde la dirección ascendente de la plomada) en la trayectoria inclinada de la energía transmitida cuando al medir la distancia de pendiente L (ver Figura 6.15), entonces se aplica la siguiente ecuación para reducir la longitud de la pendiente a su componente horizontal:

$$H = L\sin(z) \qquad (6.14)$$

Si se observa el ángulo de altitud α (ángulo entre la trayectoria de energía horizontal e inclinada) (véase la Figura 6.15), la Ecuación (6.1) es aplicable para la reducción. Para un trabajo más preciso, especialmente en líneas más largas, el ángulo cenital (o de altitud) debe observarse tanto en modo directo como inverso, y promediarse (véase la Sección 8.13). Además, como se explica en la Sección 19.14.2, la media obtenida en ambos extremos de la línea compensará la curvatura y la refracción.

■ 6.24 ERRORES EN LA MEDICIÓN ELECTRÓNICA DE DISTANCIAS

Como se señaló anteriormente, las precisiones de los instrumentos EDM se expresan en dos partes: un error constante y un error escalar proporcional a la distancia observada. Los errores especificados varían para diferentes instrumentos, pero la porción constante suele ser de aproximadamente ±2 mm, y la proporción es generalmente de aproximadamente ±2 ppm. El error constante es más significativo en distancias cortas; por ejemplo, con un instrumento que tiene un error constante de ±2 mm, una medición de 20 m es buena sólo hasta 2/20.000 = 1/10.000, o 100 ppm. Para una distancia larga, digamos 2 km, el error constante se vuelve insignificante y la parte proporcional más importante. Los principales componentes de error en una distancia observada son el descentrado del instrumento y del objetivo, y los errores constantes y escalares especificados del instrumento EDM. Usando la ecuación (3.11), el error en una distancia observada se calcula como

$$E_d = \sqrt{E_i^2 + E_r^2 + E_c^2 + (ppm \times D)^2} \qquad (6.15)$$

Donde E_i es el error de descentrado estimado en el instrumento, E_r es el error de descentrado estimado en el reflector, E_c es el error constante especificado para el EDM, ppm es el error escalar especificado para el EDM y D es la distancia de pendiente medida.

■ EJEMPLO 6.5

Se observó una distancia de pendiente de 827,329 m entre dos estaciones con un instrumento EDM con errores especificados de ±(2 mm + 2 ppm). El instrumento se centró con un error estimado de ±3 mm. El error estimado en el descentrado del objetivo fue de ±5 mm. ¿Cuál es el error estimado en la distancia observada?

SOLUCIÓN

Mediante la ecuación (6.15)

$$E_d = \sqrt{(3)^2 + (5)^2 + (2)^2 + (2 \times 10^{-6} \times 827329)^2} = \pm 6{,}4 \text{ mm}$$

Tenga en cuenta que en la solución la distancia de 827,329 m se convirtió a milímetros para obtener consistencia de la unidad. Esta solución da como resultado una precisión de distancia de 6,4/827.329, o mejor que 1:129.000.

De lo anterior se desprende claramente que, salvo en distancias muy cortas, la precisión alcanzada con los instrumentos de EDM es muy alta. Sin embargo, los errores pueden afectar gravemente las observaciones, por lo que siempre se debe tener cuidado para minimizar sus efectos. Las fuentes de error en el trabajo de EDM pueden ser personales, instrumentales o naturales. Las siguientes subsecciones identifican y describen los errores de cada una de estas fuentes.

6.24.1 ERRORES PERSONALES

Los errores personales incluyen configuraciones inexactas de los instrumentos EDM y reflectores sobre las estaciones, mediciones defectuosas de las alturas de los instrumentos y reflectores [necesarias para calcular las longitudes horizontales (véase la Sección 6.23)] y errores en la determinación de las presiones y temperaturas atmosféricas. Estos errores son en gran parte aleatorios. Se pueden minimizar teniendo sumo cuidado y utilizando barómetros y termómetros de buena calidad.

Los errores (no errores) en la lectura y el registro manual de las distancias mostradas son comunes y costosos. Se pueden eliminar con algunos instrumentos obteniendo las lecturas en pies y metros y comparándolas. Por supuesto, los recolectores de datos (véase la Sección 2.12) también evitan este problema. Además, como se muestra en la Tabla 6.2, la desalineación del prisma puede causar errores significativos cuando el reflector se fija en su posición constante de 0 mm. Un ejemplo de un error común es no fijar la temperatura y la presión en un EDM antes de obtener una observación. Suponga que esto ocurrió con las condiciones atmosféricas dadas en el Ejemplo 6.3. El índice de refracción real se calculó como 1,0002672. Si la longitud de onda fundamental para una atmósfera estándar era de

10,000 m, entonces la longitud de onda real producida por el EDM sería 10,000/1,0002672 = 9,9973 m. Utilizando la ecuación (6.3) con una distancia observada de 827,329 m, el error, *e*, en la distancia observada sería

$$e = \left(\frac{9{,}9973 - 10{,}000}{10{,}000}\right)827{,}329 = -0{,}223 \text{ m}$$

TABLA 6.2 Error en la Distancia Observada Debido a la Desalineación del Prisma

Desalineación en Grados	Error de Prisma Constante de 0 mm (mm)	Error de Prisma Constante de -30 mm (mm)
0	0.00	0.00
5	0.1	0.0
10	0.6	0.1
15	1.3	0.2
20	2.3	0.4
25	3.5	0.7
30	5.1	1.1

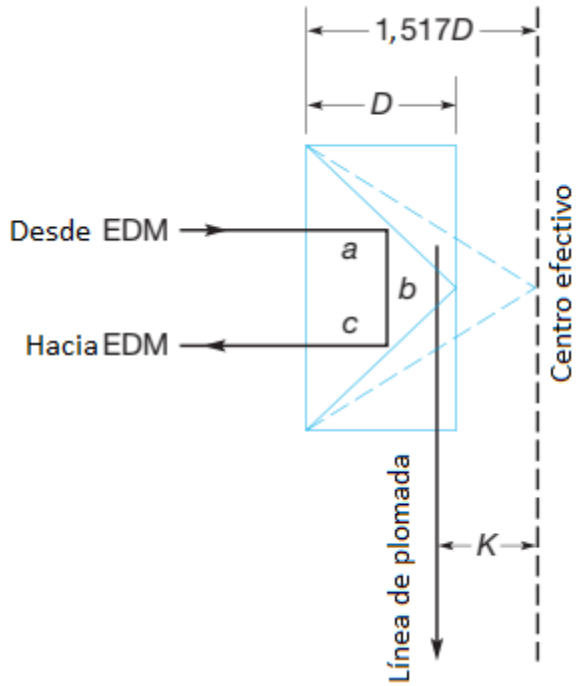


Figura 6.16
Esquema del retro reflector donde D es la profundidad del prisma.

El efecto de no tener en cuenta las condiciones atmosféricas reales produce una precisión de tan solo |—0,223|/827,329, o 1:3.700. Esto está muy por debajo de la precisión calculada de 1:129.000 en el Ejemplo 6.5.

6.24.2 ERRORES INSTRUMENTALES

Si el equipo EDM se ajusta cuidadosamente y se calibra con precisión, los errores instrumentales deben ser extremadamente pequeños. Para asegurar su precisión y confiabilidad, los instrumentos EDM deben verificarse contra una línea base de primer orden a intervalos de tiempo regulares. Para este propósito, el Servicio Geodésico Nacional ha establecido varias líneas base precisas en cada estado.**6** Estas tienen aproximadamente una milla de largo y están ubicadas en áreas relativamente planas. Se colocan mojones en los extremos y en puntos intermedios a lo largo de la línea base. Aunque la mayoría de los instrumentos EDM son bastante estables, ocasionalmente se desajustan y

generan frecuencias erróneas. Esto resulta en longitudes de onda defectuosas que degradan las mediciones de distancia de una manera similar a usar una cinta de longitud incorrecta. La verificación periódica del equipo contra una línea base calibrada detectará la existencia de errores de observación. Es especialmente importante realizar estas verificaciones si se realizan levantamientos de alto orden. Los reflectores de cubo de esquina utilizados con los instrumentos EDM son otra fuente de error instrumental. Dado que la luz viaja a menor velocidad en el vidrio que en el aire, el centro efectivo del reflector se encuentra detrás del prisma. Por lo tanto, con frecuencia no coincide con la plomada, lo que produce un error sistemático en las distancias, conocido como constante del reflector. Esta situación se muestra en la Figura 6.16. Observe que, dado que el retro reflector está compuesto por caras perpendiculares entre sí, la luz siempre recorre una distancia total de a + b + c = 2D en el prisma.

6 *Para conocer la ubicación de las líneas base en su área, comuníquese con el Centro Nacional de Información Geodética del NGS por correo electrónico a info_center@ngs.noaa.gov; a través de su sitio web: http://www.ngs.noaa.gov/CBLINES/calibration.html; por teléfono al (301)713-3242; o escribiendo a la NOAA. Servicio Geodético Nacional, Estación 09202, 1315 East West Highway, Silver Spring, MD 20910.*

Adicionalmente, dado un índice de refracción para el vidrio, que es mayor que el del aire, la velocidad de la luz en el prisma se reduce siguiendo la Ecuación (6.8) para crear una distancia efectiva de nD donde n es el índice de refracción del vidrio (aproximadamente 1.517). La línea discontinua en la Figura 6.16 muestra el centro efectivo así creado. La constante del reflector, K en la figura, puede ser tan grande como 70 mm y variará con los reflectores. Una vez conocido, el centro eléctrico del EDM se puede desplazar hacia adelante para compensar la constante del reflector. Sin embargo, si un instrumento EDM se utiliza regularmente con varios reflectores no coincidentes, este desplazamiento no es práctico. En este caso, el desplazamiento para cada reflector se debe restar de las distancias observadas para obtener valores corregidos. Con los instrumentos EDM que son componentes de estaciones totales y están controlados por microprocesadores, esta constante se puede ingresar a través del teclado e incluir en las correcciones calculadas internamente. Los fabricantes de equipos también producen conjuntos de reflectores compatibles cuya constante es la misma, lo que permite usar una única constante para un conjunto de reflectores con un instrumento. Al comparar con precisión las longitudes de línea base conocidas con las distancias observadas, se puede determinar la denominada constante de medición del sistema. Esta constante se puede aplicar a todas las observaciones posteriores para una corrección adecuada. Aunque se prefiere la calibración con una línea base, si no se dispone de una, la constante se puede obtener con el siguiente procedimiento. Se deben establecer tres estaciones, A, B y C, en línea recta sobre un terreno plano, con las estaciones A y C a una distancia de varias unidades de la longitud de onda fundamental del instrumento. La longitud de onda fundamental de la mayoría de los instrumentos actuales suele ser de 10 m. La estación B debe estar entre las estaciones A y C, también a un múltiplo de la longitud de onda fundamental del EDM. Por ejemplo, las longitudes AB y BC podrían establecerse en 40 m y 60 m, respectivamente, para un instrumento con una longitud de onda fundamental de 10 m. La longitud de AC y sus dos componentes, AB y BC, deben observarse varias veces con la constante del instrumento-reflector ajustada a cero y las medias de cada longitud determinadas. A partir de estas observaciones, se puede escribir la siguiente ecuación:

$$AC + K = (AB + K) + (BC + K)$$

De la cual

$$K = AC - (AB + BC) \qquad (6.16)$$

donde K es la constante de medición del sistema que se añadirá para corregir las distancias observadas. El procedimiento, incluyendo el centrado del instrumento EDM y el reflector, debe repetirse varias veces con mucho cuidado, y el valor promedio de K adoptado. Dado que diferentes reflectores tienen desplazamientos variables, la prueba debe realizarse con cualquier reflector que se utilizará con el EDM, y los resultados marcados en cada uno para evitar confusiones posteriores. Para la calibración más precisa, las longitudes A B y BC deben disponerse cuidadosamente como múltiplos pares de la longitud de onda de medición más corta del instrumento. No hacer esto puede causar que se obtenga un valor incorrecto de K. Como se muestra en la Figura 6.16, debido a la construcción del reflector y al poste ubicado cerca del centro del reflector, la constante de medición del sistema es típicamente negativa.

Si bien el procedimiento anterior proporciona un método para determinar una constante específica de instrumento-reflector, se recomienda encarecidamente calibrar los instrumentos EDM utilizando las líneas base de calibración NGS. Estas líneas base se han establecido en todo el país para su uso por los topógrafos. Su manual técnico "Uso de Líneas Base de Calibración", que se encuentra en la bibliografía al final del capítulo, proporciona directrices sobre el uso de las líneas base y la reducción de las observaciones, proporcionando tanto la constante de compensación del instrumento-reflector como un factor de escala.

6.24.3 ERRORES NATURALES

Los errores naturales en las operaciones de EDM se derivan principalmente de las variaciones atmosféricas de temperatura, presión y humedad, que afectan el índice de refracción y modifican la longitud de onda de la energía electromagnética. Los valores de estas variables deben medirse y utilizarse para corregir las distancias observadas. Como se demuestra en el Ejemplo 6.3, la humedad generalmente puede despreciarse cuando se utilizan instrumentos electroópticos, pero esta variable era importante cuando se empleaban instrumentos de microondas. El Servicio Meteorológico Nacional ajusta las lecturas de presión atmosférica a los valores del nivel del mar. Dado que la presión atmosférica cambia aproximadamente 1 pulgada de mercurio (Hg) por cada 1000 pies de elevación, bajo ninguna circunstancia se deben utilizar los valores de transmisión por radio para la presión atmosférica para corregir distancias. En su lugar, la presión atmosférica debe medirse con un barómetro aneroide calibrado contra un barómetro de mercurio. Muchos departamentos de física de la escuela secundaria y la universidad tienen barómetros de mercurio. Los instrumentos EDM dentro de las estaciones totales tienen microprocesadores integrados que utilizan variables atmosféricas, introducidas a través del teclado, para calcular las distancias corregidas después de realizar las observaciones pero antes de mostrarlas. En el caso de instrumentos más antiguos, las correcciones se realizaban variando la frecuencia de transmisión, o bien, se podían calcular manualmente tras la observación. Los fabricantes de equipos proporcionaban tablas y gráficos que ayudaban en este proceso. La magnitud del error en la medición electrónica de distancias debido a errores en la observación de la presión y la temperatura atmosféricas se indica en la Figura 6.17. Tenga en cuenta que un error de temperatura de 10 °C o una diferencia de presión de 25 mm (1 pulg.) de mercurio producen cada uno un error de distancia de aproximadamente 10 ppm. Por lo tanto, si se introduce la presión atmosférica de una transmisión de radio en un EDM en Denver, Colorado, el error de distancia resultante podría ser de hasta 50 ppm y una distancia de 200 m podría tener un error de hasta 1 cm. Como se explica en la Sección 6.14.2, puede existir un microclima en las capas de la atmósfera inmediatamente superiores a una superficie como el suelo. Dado que este microclima puede cambiar sustancialmente el índice de refracción, es importante mantener una línea de visión de al menos 0,5 m por encima de la superficie del suelo. En líneas de visión largas, el observador debe ser consciente de las crestas u otros objetos que puedan existir entre el instrumento y el reflector, lo cual podría dificultar el cumplimiento de esta condición. Si no se puede cumplir esta condición, se puede aumentar la altura del reflector. En ciertas circunstancias, puede ser necesario establecer un punto intermedio en la superficie circundante para garantizar que la luz del EDM no atraviese estas capas inferiores.
Para un trabajo más preciso, en líneas largas, se debe observar un muestreo de las condiciones atmosféricas a lo largo de la línea de visión. En este caso, puede ser necesario elevar los instrumentos meteorológicos. Esto puede ser difícil cuando el terreno se encuentra considerablemente más bajo que la línea de visibilidad. En estos casos, se pueden medir y promediar las mediciones atmosféricas de los extremos de la línea.

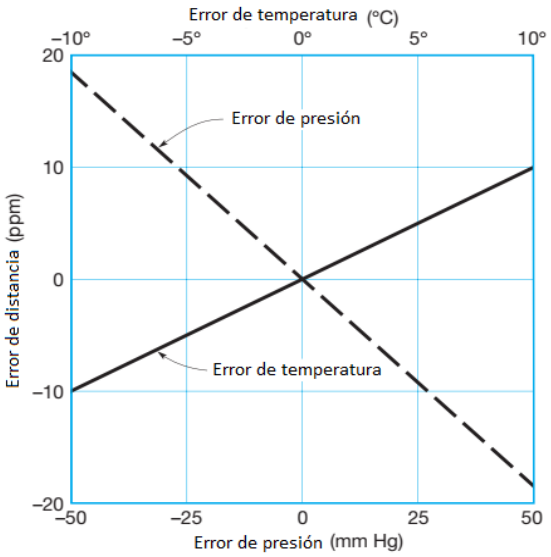


Figura 6.17
Errores en EDM producidos por errores de temperatura y presión (basados en temperatura atmosférica y presión de 15° y 760 mm de mercurio).

■ 6.25 USO DE SOFTWARE

En el sitio web complementario http://www.pearsonhighered.com/ghilani se encuentra la hoja de cálculo Excel® c6.xls. Esta hoja de cálculo muestra los cálculos de los ejemplos 6.1 y 6.3. Para quienes deseen verla programada en un lenguaje de alto nivel, también está disponible la hoja de cálculo Mathcad® C6.xmcd en el sitio web complementario. Esta hoja de cálculo también muestra los ejemplos 6.3 y 6.4.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas con respuestas parciales en el Apéndice G.

6.1 ¿Qué distancia recorrida corresponde a 1 ms de tiempo para la energía electromagnética?

6.2 Un estudiante contó 92, 90, 92, 91, 93 y 91 pasos en seis intentos de caminar a lo largo de un recorrido de 200 pies de longitud conocida en terreno llano. Luego, contó 85, 86, 86 y 84 pasos al caminar cuatro repeticiones de una distancia desconocida AB. ¿Cuál es (a)* la longitud del paso y (b) la longitud de AB?

6.3 ¿Qué diferencia de temperatura con respecto a la temperatura estándar, si se ignora al usar una cinta métrica de acero, causará un error de 1 parte en 5000?

6.4 Una cinta métrica de 101 pies se registra incorrectamente como 100 pies para una distancia de 200 pies. ¿Cuál es la distancia correcta? 6.5* Enumere cinco tipos de errores comunes al medir.

6.6 Enumere los procedimientos adecuados para medir con cinta una distancia horizontal de aproximadamente 37,5 m en una pendiente del 4 %.

6.7 Para los siguientes datos, calcule la distancia horizontal para una distancia de pendiente registrada AB:

(a) AB = 118,7 m, ángulo de pendiente = 6°0,3'26"

(b) AB = 186,793 m, diferencia de elevación entre A y B = —8,499 m.

Una cinta de acero de 30,5 m con un área de sección transversal de 0,0066 cm², un peso de 1,1 kg y estandarizada a 20 °C tiene una longitud de 30,5 m entre las marcas finales cuando se sostiene completamente bajo una fuerza de tracción de 5,4 kg. ¿Cuál es la longitud horizontal real de una distancia registrada AB para las condiciones dadas en los problemas 6.8 a 6.11? (Suponga que se mide con cinta horizontal y que todas las longitudes de cinta son completas, excepto la última).

	Distancia Medida AB (ft)	Promedio de Temperatura (°F)	Medio de Apoyo	Tensión (lb)
6.8*	86,06	68	A lo largo	12
6.9	124,73	85	A lo largo	15
6.10	86,35	50	Sólo final	22
6.11	94,23	75	Sólo final	25

Para la cinta de los problemas 6.8 a 6.11, determine la longitud horizontal real de la distancia de pendiente registrada BC para las condiciones mostradas en los problemas 6.12 a 6.13. (Suponga que la cinta estuvo completamente apoyada durante todas las mediciones).

	Distancia de Pendiente Medida BC (ft)	Promedio de Temperatura por 100 ft (°F)	Tensión (lb)	Diferencia de Elevación (ft)
6.12	95,08	48	15	2,45
6.13	65,86	88	20	3,13

Una cinta de acero de 30 m midió 29,991 m estandarizada, completamente soportada, bajo una fuerza de tracción de 5,500 kg a una temperatura de 20 °C. La cinta pesaba 1,22 kg y tenía una sección transversal de 0,016 cm². ¿Cuál es la longitud horizontal corregida de una distancia AB registrada para las condiciones de los problemas 6.14 a 6.15?

	Distancia Medida AB (m)	Promedio de Temperatura (°C)	Tensión (kg)	Medio de Apoyo
6.14	28,056	18	8,3	**A lo largo**
6.15	16,302	25	7,9	**Sólo final**

Para las condiciones dadas en los Problemas 6.16 a 6.18, determine la longitud horizontal de CD que debe colocarse para alcanzar la distancia horizontal verdadera CD requerida. Suponga que se utilizará una cinta de acero de 30 m (100 pies), con un área de sección transversal de 0,0064 mm² (0,0025 pulg²), un peso de 1,1 kg (2,4 lb) y estandarizada a 20 °C (68 °F) para una distancia de 30 m (100,008 pies) entre las marcas finales cuando se soporta completamente con una fuerza de tracción de 5,4 kg (12 lb). (Suponga que se utiliza la cinta horizontal y que todas las longitudes de cinta son completas, excepto la última).

	Distancia Horizontal Requerida CD (ft)	Promedio de Temperatura (°F)	Medio de Apoyo	Tensión (lb)
6.16	97,54	68	**A lo largo**	12
6.17	68,96	54	**A lo largo**	20
6.18	68,78	91	**A lo largo**	18

6.19* Al medir una distancia AB, el primer pasador de cinta se colocó 30 cm a la derecha de la línea AB y el segundo 15 cm a la izquierda de la línea AB. La distancia registrada fue de 72,7 m. Calcule la distancia corregida. (Suponga tres segmentos con cinta, los dos primeros de 30,5 m cada uno).

6.20 Enumere los posibles errores que pueden ocurrir al medir una distancia con un ED.

6.21 Describa brevemente cómo se puede medir una distancia mediante el método de comparación de fases.

6.22 Describa por qué la línea de visión para la medición electrónica de distancias debe estar al menos a 0,5 m del borde de un vehículo estacionado.

6.23* Suponga que la velocidad de la energía electromagnética a través de la atmósfera es de 299.784.458 m/s para mediciones con un instrumento ED. ¿Qué desfase temporal en el equipo producirá un error de 800 m en una distancia medida?

6.24 ¿Cuál es la longitud de onda parcial de la energía electromagnética con una frecuencia de 15 MHz y un desfase de 263°?

6.25 ¿Qué longitud de onda “real” resulta de transmitir energía electromagnética a través de una atmósfera con un índice de refracción de 1,0006, si la frecuencia es: (a)* 29,988 MHz " (b) 2,988 MHz

6.26 Utilizando la velocidad de la energía electromagnética dada en el Problema 6.23, ¿qué distancia corresponde a cada nanosegundo de tiempo?

6.27 Para calibrar un instrumento EDM, se observaron distancias AC, AB y BC a lo largo de una línea recta como 216,622 m, 130,320 m y 86,281 m, respectivamente. ¿Cuál es la constante de medición del sistema para este equipo? Calcule la longitud de cada segmento corregido para la constante.

6.28 ¿Qué causa un mayor error en una línea medida con un instrumento EDM? (a) Una variación de temperatura de 10 °C ignorada con respecto al estándar o (b) una diferencia de presión atmosférica ignorada con respecto al estándar ¿De 20 mm de mercurio?

6.29* En la Figura 6.15, h_e, h_r elev^, $elev_A$ y la longitud de pendiente medida L fueron 5,32, 5,18, 1215,37, 1418,68 y 2282,74 pies, respectivamente. Calcule la longitud horizontal entre A y B.

6.30 Similar al Problema 6.29, excepto que los valores fueron 1,535, 1,502, 334,215, 386,289 y 1925,461 m, respectivamente.
6.31 En la Figura 6.15, h_e, h_r, z y la longitud de pendiente medida L fueron 5,25 pies, 5,56 pies, 86°30'46", y 1598,27 pies, respectivamente. Calcule la longitud horizontal entre A y B si una estación total mide la distancia.

6.32* Similar al problema 6.31, excepto que los valores fueron 1,45 m, 1,55 m, 96°05'33", y 1663,254 m, respectivamente.
6.33 ¿Cuál es la longitud de onda y la velocidad reales de un haz de luz infrarroja cercana (λ = 0,899 /μm) modulada a una frecuencia de 330 MHz a través de una atmósfera con una temperatura de bulbo seco, T, de 24 °C; una humedad relativa h, del 69 %; y una presión atmosférica de 933 hPa?
6.34 Si la temperatura y la presión en el momento de la medición son 18 °C y 760 mm Hg, respectivamente, ¿cuál será el error en la medición electrónica de una línea de 3 km de longitud si la temperatura en el momento de la observación se registra 10 °C por debajo? ¿La distancia observada será demasiado larga o demasiado corta?
6.35 Determine la longitud más probable de una línea AB, la línea estándar Desviación y el error del 95 % de la medición para la siguiente serie de observaciones grabadas en las mismas condiciones: 632,088; 632,087; 632,089; 632,083; 632,093; 632,088; 632,083; 632,088; 632,092 y 632,091 m.
6.36* La desviación estándar de la medición de una distancia de 30 m es de ±5 mm. ¿Cuál debería ser para una distancia de 90 m?
6.37 Si un instrumento EDM tiene una supuesta capacidad de precisión de ±(3 mm + 3 ppm), ¿qué error se puede esperar en una distancia medida de (a) 30 m (b) 1586,49 pies (c) 975,468 m? (Suponga que los errores de descentrado del instrumento y del objetivo son iguales a cero.)
6.38 El error estimado para los errores de descentrado tanto del instrumento como del objetivo es de ±3 mm. Para el EDM del Problema 6.37, ¿cuál es el error estimado en las distancias observadas?
6.39 Si un determinado instrumento EDM tiene una capacidad de precisión de ±(1 mm + 2 ppm), ¿cuál es la precisión de las mediciones, en términos de partes por millón, para longitudes de línea de: (a) 30,000 m (b) 300,000 m (c) 3000,000 m? (Suponga que los errores de descentrado del instrumento y del objetivo son iguales a cero).
6.40 El error estimado para los errores de descentrado tanto del instrumento como del objetivo es de ±3 mm. Para el EDM y las distancias enumeradas en el Problema 6.39, ¿cuál es el error estimado en cada distancia? ¿Cuál es la precisión de las mediciones en términos de partes por millón?
6.41 Cree un programa computacional que resuelva el Problema 6.29.
6.42 Cree un programa computacional que resuelve el problema 6.38.

BIBLIOGRAFÍA

Ernst, C. M. 2009. "Direct Reflex vs. Standard Prism Measurements." *The American Surveyor* 6 (No. 4): 48.

Fonczek, C. J. 1980. *Use of Calibration Base Lines*. NOAA Technical Memorandum NOS NGS-10.

GIA, 2001. "EDM PPM Settings." *Professional Surveyor* 21 (No. 6): 26.

———. 2002. "EDM Calibration." *Professional Surveyor*. 22 (No. 7): 50.

———. 2003. "Phase Resolving EDMs." *Professional Surveyor* 23 (No. 10): 34.

Reilly, J. 2010. "Improving Geodetic Field Surveying Techniques." *2010 PSLS Surveyors' Conference*. Hershey, PA.

7 ÁNGULOS, ACIMUTS Y RUMBOS

■ 7.1 INTRODUCCIÓN

Determinar las ubicaciones de los puntos y las orientaciones de las líneas con frecuencia depende de la observación de ángulos y direcciones. En topografía, las direcciones se dan por acimuts y rumbos (ver Secciones 7.5 y 7.6). Como se describe en la Sección 2.1, y se ilustra en la Figura 2.1, los ángulos medidos en topografía se clasifican como horizontales o verticales, dependiendo del plano en el que se observan. Los ángulos horizontales son las observaciones básicas necesarias para determinar rumbos y acimuts. Los ángulos verticales se utilizan en nivelación trigonométrica, estadios (ver Sección 17.9.2), y para reducir distancias de pendiente a la horizontal (ver Sección 6.23). Los ángulos se observan más a menudo directamente en el campo con instrumentos de estación total, aunque en el pasado se han utilizado tránsitos, teodolitos y brújulas. (Vea el Apéndice A para las descripciones del tránsito y el teodolito. La brújula del topógrafo se describe en la Sección 7.10.) Tres requisitos básicos determinan un ángulo. Como se muestra en la Figura 7.1, son (1) línea de referencia o de inicio, (2) dirección de giro y (3) distancia angular (valor del ángulo). Los métodos para calcular rumbos y acimuts descritos en este capítulo se basan en estos tres elementos.

■ 7.2 UNIDADES DE MEDICIÓN DE ÁNGULOS

Una unidad puramente arbitraria define el valor de un ángulo. El sistema sexagesimal utilizado en los Estados Unidos y en muchos otros países se basa en grados, minutos y segundos, y la última unidad se divide decimalmente. En Europa se utiliza comúnmente el grado o gon (vea la Sección 2.2). Los radianes pueden ser más adecuados en los cálculos por computadora, pero el sistema sexagesimal continúa utilizándose en la mayoría de los estudios en los Estados Unidos.

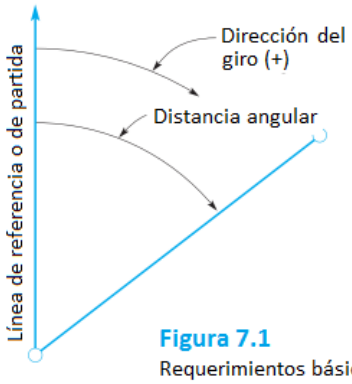


Figura 7.1
Requerimientos básicos para la determinación de un ángulo

■ 7.3 TIPOS DE ÁNGULOS HORIZONTALES

Los tipos de ángulos horizontales que se observan con mayor frecuencia en topografía son (1) ángulos interiores, (2) ángulos hacia la derecha y (3) ángulos de deflexión. Debido a que difieren considerablemente, el tipo utilizado debe indicarse claramente en las notas de campo. Los ángulos interiores, que se muestran en la Figura 7.2, se observan en el interior de un polígono cerrado. Normalmente, se mide el ángulo en cada vértice dentro del polígono. Luego, como se analiza en la Sección 9.7, se puede realizar una verificación de sus valores porque la suma de todos los ángulos interiores en cualquier polígono debe ser igual a (n — 2)180°, donde n es el número de ángulos. Los polígonos se utilizan comúnmente para levantamientos de límites y muchos otros tipos de trabajo. Los topógrafos (ingenieros geomáticos) normalmente se refieren a ellos como poligonales cerradas. Los ángulos exteriores, ubicados fuera de un polígono cerrado, son exponentes de los ángulos interiores. La ventaja que se obtiene al observarlos es su uso como otra verificación, ya que la suma de los ángulos interiores y exteriores en cualquier estación debe sumar 360°. Los ángulos hacia la derecha se miden en el sentido de las agujas del reloj desde la estación trasera hasta la delantera. Nota: A medida que avanza un estudio, las estaciones se identifican comúnmente con letras alfabéticas consecutivas (como en la Figura 7.2) o con números crecientes. Por lo tanto, los ángulos interiores de la Figura 7.2(a) también son ángulos hacia la derecha. La mayoría de los recopiladores de datos requieren que los ángulos hacia la derecha se observen en el campo. Los ángulos hacia la izquierda, girados en el sentido contrario a las agujas del reloj desde la estación trasera, se ilustran en la Figura 7.2(b). Tenga en cuenta que los polígonos de la Figura 7.2 son "derecho" e "izquierdo", es decir, similares en forma pero volteados como la mano derecha y la izquierda.

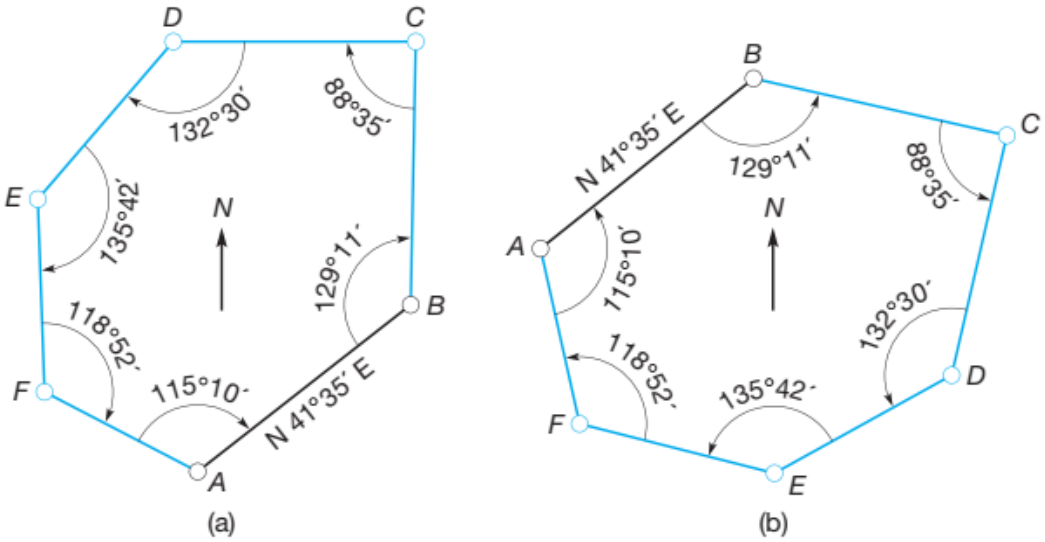


Figura 7.2 Polígono cerrado.
(a) Ángulos interiores en sentido horario (ángulos hacia la derecha).
(b) Ángulos interiores en sentido antihorario (ángulos hacia la izquierda).

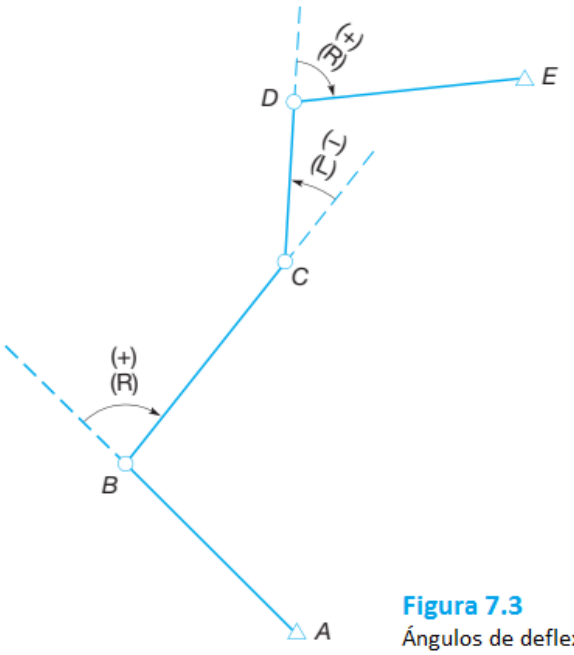


Figura 7.3
Ángulos de deflexión

Se giran como las manos derecha e izquierda. La Figura 7.2(b) se muestra sólo para enfatizar un grave error que ocurre si se observan y registran ángulos en sentido antihorario o se asume que son en sentido horario. Para evitar esta confusión, se recomienda adoptar un procedimiento uniforme para observar siempre los ángulos a la derecha y anotar la dirección de giro en el cuaderno de campo con un croquis. Los ángulos a la derecha pueden ser interiores o exteriores de una poligonal de polígono cerrado. Que el ángulo sea interior o exterior depende de la dirección en la que el instrumento avanza alrededor de la poligonal. Si la dirección alrededor de la poligonal es antihoraria, los ángulos a la derecha serán interiores. Sin embargo, si el instrumento avanza en sentido horario alrededor de la poligonal, se observarán ángulos exteriores. En este caso, la suma de los ángulos exteriores de una poligonal de polígono cerrado será (n + 2)180°. Un croquis simple debería aclarar estas observaciones. Los ángulos de deflexión (Figura 7.3) se observan desde una extensión de la línea trasera hasta la estación delantera. Se utilizan principalmente en las alineaciones lineales largas de los levantamientos de ruta. Como se ilustra en la figura, los ángulos de deflexión pueden observarse hacia la derecha (sentido horario) o hacia la izquierda (sentido antihorario) dependiendo de la dirección de la ruta. Los ángulos en sentido horario se consideran positivos y los antihorarios negativos, como se muestra en la figura. Los ángulos de deflexión siempre son menores de 180° y añadir una D o una I al valor numérico identifica la dirección de giro. Por lo tanto, el ángulo en B en la Figura 7.3 es (D) y el de C es (I). Los ángulos de deflexión son la única excepción donde se debe realizar la observación de ángulos en sentido antihorario.

■ 7.4 DIRECCIÓN DE UNA LÍNEA

La dirección de una línea se define por el ángulo horizontal entre la línea y una línea de referencia elegida arbitrariamente llamada meridiano. Se utilizan diferentes meridianos para especificar direcciones, incluyendo (a) geodésica (también llamada a menudo verdadera), (b) astronómica, (c) magnética, (d) cuadrícula, (e) registro y (f) supuesta.

El meridiano geodésico es la línea de referencia norte-sur que pasa por una posición media de los polos geográficos de la Tierra. Las posiciones de los polos se definen como sus ubicaciones medias entre el período de 1900,0 y 1905,0 (véase la Sección 19.3). El bamboleo del eje de rotación de la Tierra, también analizado en la Sección 19.3, hace que la posición de los polos geográficos de la Tierra varíe con el tiempo. En cualquier punto, el meridiano astronómico es la línea de referencia norte-sur que pasa por la posición instantánea de los polos geográficos de la Tierra. Los meridianos astronómicos derivan su nombre de la operación de campo para obtenerlos, que consiste en hacer observaciones de los objetos celestes, como se describe en el Apéndice C. Los meridianos geodésicos y astronómicos son casi iguales, y los primeros pueden calcularse a partir de los segundos haciendo pequeñas correcciones (véanse las Secciones 19.3 y 19.5). Un meridiano magnético se define por una aguja magnética suspendida libremente que sólo se ve influenciada por el campo magnético de la Tierra. Los meridianos magnéticos se analizan en la Sección 7.10. Los levantamientos basados en un estado u otro sistema de coordenadas planas emplean un meridiano de cuadrícula como referencia. El norte de cuadrícula es la dirección del norte geodésico para un meridiano central seleccionado y se mantiene paralelo a él sobre toda el área cubierta por un sistema de coordenadas planas (véase el Capítulo 20). En los levantamientos de límites, el término meridiano de registro se refiere a las referencias direccionales citadas en los documentos registrados de un levantamiento previo de una parcela de tierra en particular. Otro término similar, meridiano de escritura, se utiliza en la descripción de una parcela de tierra según lo registrado en una escritura de propiedad. Los Capítulos 21 y 22 analizan el uso de meridianos de registro y meridianos de escritura en los levantamientos de retroceso de límites. Se puede establecer un meridiano supuesto simplemente asignando cualquier dirección arbitraria, por ejemplo, tomando cierta línea de calle como norte. Las direcciones de todas las demás líneas se encuentran entonces en relación con él. De las definiciones anteriores debería resultar obvio que los términos norte o norte exacto, si se utilizan en un estudio, deben definirse, ya que no especifican una línea única.

■ 7.5 ACIMUTS

Los acimuts son ángulos horizontales observados en el sentido de las agujas del reloj desde cualquier meridiano de referencia. En la topografía del plano IR, los azimuts se observan generalmente desde el norte, pero los astrónomos y los militares han usado el sur como dirección de referencia. El National Geodetic Survey (NGS) también usó el sur como referencia para los azimuts para NAD27, pero el norte se ha adoptado para NAD83 (véase la Sección 19.6). En la Figura 7.4 se muestran ejemplos de azimuts observados desde el norte. Como se ilustra, pueden variar de 0° a 360° en valor

IR. Por lo tanto, el azimut de OA es 70°; de OB, 145°; de OC, 235°; y de OD, 330°. Los azimuts pueden ser geodésicos, astronómicos, magnéticos, de cuadrícula, de registro o supuestos, según el meridiano de referencia utilizado. Para evitar confusiones, es necesario indicar en las notas de campo, al inicio del trabajo, qué meridiano de referencia se aplica a los acimuts y si se observan desde el norte o el sur. La dirección de avance de una línea puede indicarse mediante su acimut de avance, y su dirección inversa mediante su acimut de retroceso. En la topografía plana, los acimuts de avance se convierten en acimuts de retroceso, y viceversa, sumando o restando 180°. Por ejemplo, si el acimut de OA es 70°, el acimut de AO es 70° + 180° = 250°. Si el acimut de OC es 235°, el acimut de CO es 235° - 180° = 55°.

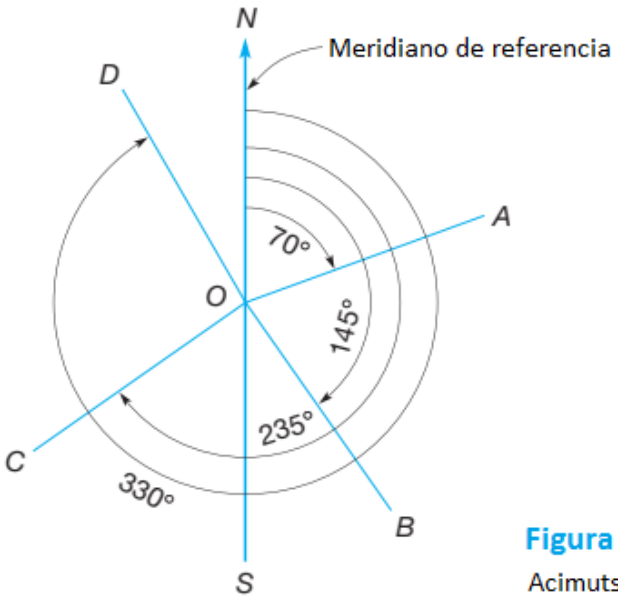


Figura 7.4
Acimuts

Los acimuts se pueden leer directamente en el círculo graduado de un instrumento de estación total después de que el instrumento se haya orientado correctamente. Como se explica en la Sección 9.2.4, esto se puede hacer apuntando a lo largo de una línea de acimut conocido con ese valor indexado en el círculo y luego girando al rumbo deseado. Los acimuts se utilizan ventajosamente en levantamientos de límites, topográficos, de control y de otros tipos, así como en cálculos.

■ 7.6 RUMBO

Los rumbos son otro sistema para designar direcciones de líneas. El rumbo de una línea se define como el ángulo horizontal agudo entre un meridiano de referencia y la línea. El ángulo se observa desde el norte o el sur hacia el este o el oeste, para obtener una lectura menor de 90°. La letra N o S que precede al ángulo y la letra E u O que le sigue indican el cuadrante correcto. Por lo tanto, un rumbo correctamente expresado incluye letras de cuadrante y un valor angular. Un ejemplo es N80°E. En la Figura 7.5,

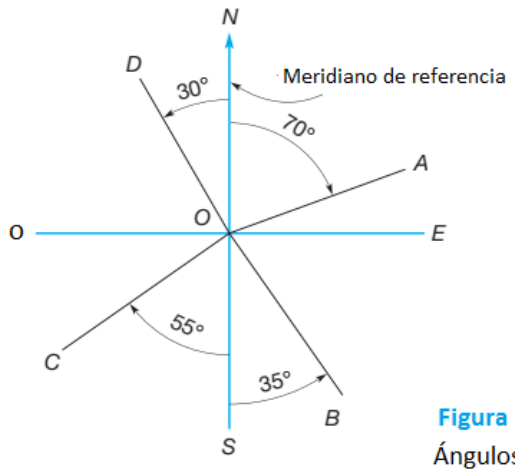


Figura 7.5
Ángulos de rumbo

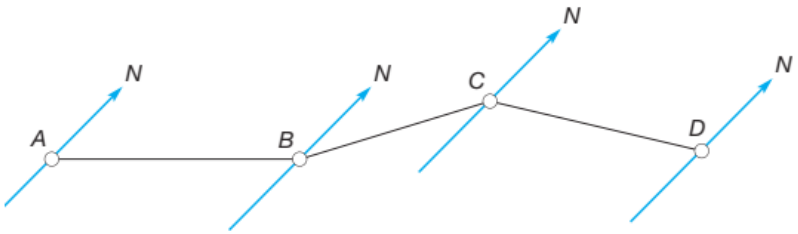


Figura 7.6
Rumbos hacia delante y hacia atrás.

Todos los rumbos en el cuadrante NOE se miden en sentido horario desde el meridiano. Por lo tanto, el rumbo de la línea OA es N70°E. Todos los rumbos en el cuadrante SOE son en sentido antihorario desde el meridiano, por lo que OB es S35°E. De igual forma, el rumbo de OC es S55°O y el de OD, N30°O. Cuando las líneas están en los puntos cardinales, los rumbos deben indicarse como "Norte", "Este", "Sur" o "Oeste". Los rumbos geodésicos se observan desde el meridiano geodésico, los rumbos astronómicos desde el meridiano astronómico local, los rumbos magnéticos desde el meridiano magnético local, los rumbos de cuadrícula desde el meridiano de cuadrícula correspondiente y los rumbos supuestos desde un meridiano adoptado arbitrariamente. El meridiano magnético puede obtenerse en el campo observando la aguja de una brújula y utilizarse junto con los ángulos observados para calcular los rumbos magnéticos. En la Figura 7.6, suponga que se coloca una brújula sucesivamente en los puntos A, B, C y D, y que las marcaciones se leen en las líneas AB, BA, BC, CB, CD y DC. Como se indicó anteriormente, las marcaciones AB, BC y CD son rumbos hacia adelante; las de BA, CB y DC, rumbos hacia atrás. Los rumbos hacia atrás deben tener los mismos valores numéricos que los rumbos hacia adelante, pero letras opuestas. Por lo tanto, si el rumbo AB es N44°E, el rumbo BA es S44°O.

■ 7.7 COMPARACIÓN DE ACIMUTS Y RUMBOS

Debido a que los rumbos y acimuts se encuentran en tantas operaciones topográficas, el resumen comparativo de sus propiedades que se da en la Tabla 7.1 debería ser útil. Los rumbos se calculan fácilmente a partir de los acimuts anotando el cuadrante en el que cae el acimut y luego convirtiéndolos como se muestra en la tabla. En el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani hay videos instructivos que se pueden descargar. El video Angles, Azimuths, and Bearings.mp4 analiza cada tipo de ángulo que se usa típicamente en topografía, los diferentes tipos de acimuts y rumbos, y demuestra cómo los acimuts se pueden convertir en rumbos.

■ EJEMPLO 7.1

El acimut de una línea divisoria es 128°13'46''. Conviértalo en un rumbo.

SOLUCIÓN

El acimut sitúa la línea en el cuadrante sureste. Por lo tanto, el ángulo de rumbo es 180° - 128°13'46'' = 51°46'14'' y el rumbo equivalente es S51°46'14''E.

TABLA 7.1 COMPARACIÓN DE ACIMUTS Y RUMBOS

ACIMUTS	RUMBOS
Varían de 0 a 360°	Varían de 0 a 90°
Requieren sólo un valor numérico	Requieren dos letras y un valor numérico
Pueden ser geodésicos, astronómicos, magnéticos, de cuadrícula, asumidos, hacia adelante o hacia atrás	Igual que los acimuts
Se miden sólo en el sentido de las agujas del reloj	Se miden en sentido horario y antihorario
Se miden sólo desde el norte o sólo desde el sur en un estudio en particular	Se miden desde el norte y el sur

Cuadrante	Fórmulas para calcular ángulos de orientación a partir de acimuts
I (NE)	Rumbo = Acimut
II (SE)	Rumbo = 180° - Acimut
III (SO)	Rumbo = Acimut - 180°
IV (NO)	Rumbo = 360° - Acimut

Ejemplos de direcciones para líneas en los cuatro cuadrantes (acimuts desde el norte)

ACIMUTS	RUMBOS
54°	N54°E
112°	S68°E
231°	S51°O
345°	N15°O

■ EJEMPLO 7.2

El primer rumbo de un levantamiento topográfico de límites se escribe como N37°13'O. ¿Cuál es su acimut equivalente?

SOLUCIÓN

Dado que el rumbo está en el cuadrante noroeste, el acimut es 360° - 37°13' = 322°47'.

■ 7.8 CÁLCULO DE ACIMUTS

La mayoría de los tipos de levantamientos topográficos, pero especialmente aquellos que emplean poligonales, requieren el cálculo de acimuts (o rumbos). Una poligonal, como se describe en el Capítulo 9, es una serie de líneas conectadas cuyas longitudes y ángulos en los puntos de unión se han observado. Las figuras 7.2 y 7.3 ilustran ejemplos. Las poligonales tienen muchos usos.

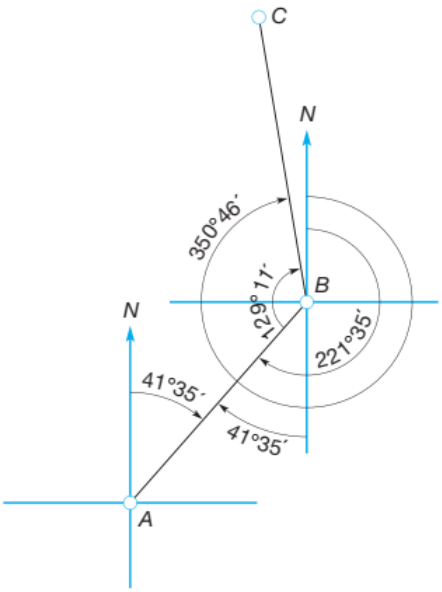


Figura 7.7
Cálculo del acimut BC de la Figura 7.2(a).

Para topografiar los límites de una propiedad, por ejemplo, se usaría normalmente una poligonal de tipo “polígono cerrado” como la de la Figura 7.2(a). Un estudio de una carretera de una ciudad a otra generalmente implicaría una poligonal como la de la Figura 7.3. Independientemente del tipo utilizado, es necesario calcular las direcciones de sus líneas. Muchos topógrafos prefieren los acimuts a los rumbos para las direcciones de las líneas porque son más fáciles de usar, especialmente al calcular poligonales con computadoras. Además, los senos y cosenos de los ángulos de acimut proporcionan signos algebraicos correctos para las desviaciones y latitudes, como se explica en la Sección 10.4. Los cálculos de acimut se realizan mejor con la ayuda de un boceto. La Figura 7.7 ilustra los cálculos para el acimut BC en la Figura 7.2(a). El acimut BA se obtiene sumando 180° al azimut AB: 180° + 41°35' = 221°35' para obtener su azimut posterior. Luego, el ángulo a la derecha en B, 129°11', se suma al acimut BA para obtener el azimut BC: 221°35' + 129°11' = 350°46'. Este proceso general de sumar (o restar) 180° para obtener el azimut posterior y luego sumar el ángulo a la derecha se repite para cada línea hasta que se vuelve a calcular el acimut de la línea de inicio. Si un acimut calculado excede los 360°, entonces se le restan 360° y se continúan los cálculos. Estos cálculos se manejan convenientemente en forma de tabla, como se ilustra en la Tabla 7.2. Esta tabla enumera los cálculos para todos los acimuts de la Figura 7.2(a). Tenga en cuenta que se aseguró una verificación recalculando el acimut inicial utilizando el último ángulo. Los procedimientos ilustrados en la Tabla 7.2 para calcular acimuts son sistemáticos y se programan fácilmente para su solución por computadora. El lector puede ver una hoja de cálculo de Mathcad® Azs.xmcd en el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani para revisar estos cálculos. También en este sitio web hay videos instructivos que se pueden descargar. El video Azimuths from Angles.mp4 analiza el proceso de cálculo de acimuts alrededor de una poligonal y demuestra el método tabular. Los ángulos de la poligonal deben ajustarse al total geométrico adecuado antes de calcular los acimuts. Como se mencionó anteriormente, en una poligonal de polígono cerrado, la suma de los ángulos interiores son iguales a (n — 2)180°, donde n es el número de ángulos o lados. Si los ángulos transversales no se cierran en, por ejemplo, 10" y no se ajustan antes de calcular los acimuts, el acimut de verificación original y calculado de AB diferirá en los mismos 10", suponiendo que no haya otros errores de cálculo. El acimut de cualquier rumbo inicial siempre debe recalcularse como verificación utilizando el último ángulo. Cualquier discrepancia indica que (a) se cometió un error aritmético o (b) los ángulos no se ajustaron correctamente antes de calcular los acimuts.

TABLA 7.2 Cálculo de Acimuts (desde el Norte) para las Líneas de la Figura 7.2(a)

Ángulos hacia la Derecha [Figura 7.2(a)]

41°35′ = *AB*	211°51′ = *DE*
+180°00′	−180°00′
221°35′ = *BA*	31°51′ = *ED*
+129°11′	+135°42′
350°46′ = *BC*	167°33′ = *EF*
−180°00′	+180°00′
170°46′ = *CB*	347°33′ = *FE*
+88°35′	+118°52′
259°21′ = *CD*	466°25′ − *360° = 106°25′ = *FA*
−180°00′	−180°00′
79°21′ = *DC*	286°25′ = *AF*
+132°30′	+115°10′
211°51′ = *DE*	401°35′ − *360° = 41°35′ = *AB* ✔

**Cuando un acimut calculado supera los 360°, el acimut correcto se obtiene simplemente restando 360°.*

■ 7.9 CÁLCULO DE RUMBOS

Dibujar bocetos similares a los de la Figura 7.8 que muestran todos los datos simplifica los cálculos para los rumbos de las líneas. En la Figura 7.8(a), el rumbo de la línea AB de la Figura 7.2(a) es N41°35'E, y el ángulo en B girado en el sentido de las agujas del reloj (a la derecha) desde la línea conocida BA es 129°11'. Entonces, el ángulo de rumbo de la línea BC es 180° — (41°35' + 129°11') = 9°14', y del boceto el rumbo de BC es N9°14'O. En la Figura 7.8(b), se observó que el ángulo en el sentido de las agujas del reloj en C de B a D era 88°35'. El rumbo de CD es 88°35' — 9°14' = S79°21'O. Siguiendo esta técnica, se han determinado los rumbos de la Tabla 7.3 para todas las líneas de la Figura 7.2(a). En la Tabla 7.3, cabe destacar que el último rumbo calculado corresponde a AB y se obtiene empleando el ángulo de 115°10' observado en A. Esto produce un rumbo de N41°35'E, que coincide con el rumbo inicial. Los estudiantes deben calcular cada rumbo de la Figura 7.2(a) para verificar los valores dados en la Tabla 7.3.

Un método alternativo para calcular los rumbos consiste en determinar los acimuts, como se explica en la Sección 7.8, y luego convertir los acimuts calculados en rumbos utilizando las técnicas discutidas en la Sección 7.7.

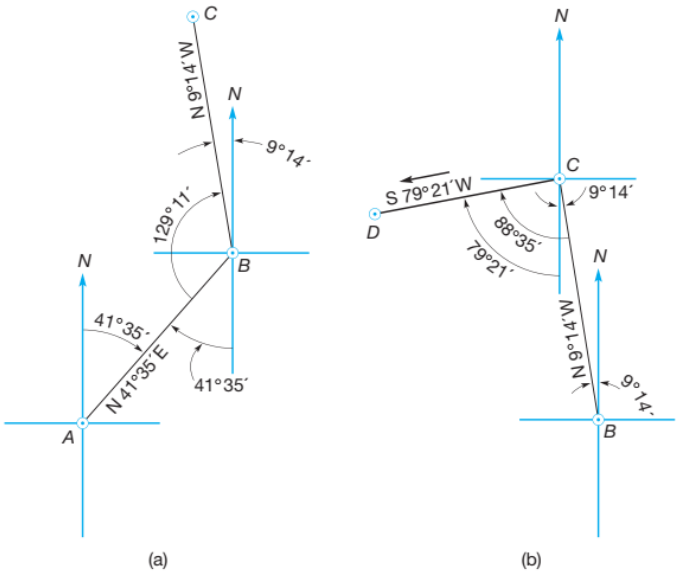


Figura 7.8
(a) Cálculo del rumbo BC de la Figura 7.2(a). (b) Cálculo del rumbo CD de la Figura 7.2(a).

TABLA 7.3 Rumbos de las Líneas en la Figura 7.2(a)

Curso	Rumbo (Orientación)
AB	N41°35′E
BC	N9°14′ O
CD	S79°21′ O
DE	S31°51′ O
EF	S12°27′E
FA	S73°35′E
AB	N41°35′E ✔

Por ejemplo, en la Tabla 7.2, el acimut de la línea CD es 259°21'. Utilizando el procedimiento descrito en la Sección 7.7, el ángulo de rumbo es 259°21' — 180° = 79°21', y el rumbo es S79°21'O. Los rumbos, en lugar de los acimuts, se utilizan predominantemente en la topografía de límites. Esta práctica se originó en la época en que los rumbos magnéticos de los límites de las parcelas se determinaban directamente utilizando una brújula de topógrafo (véase la Sección 7.10). Posteriormente, aunque se utilizaron otros instrumentos (es decir, tránsitos y teodolitos) para observar los ángulos, y el meridiano astronómico se utilizó con más frecuencia, la práctica de utilizar rumbos para los levantamientos topográficos continuó y sigue siendo de uso común en la actualidad. Debido a que los topógrafos de retroceso de límites deben seguir los pasos de los topógrafos originales (véase el capítulo 21) necesitan comprender las direcciones magnéticas y sus matices. Las siguientes secciones tratan las direcciones magnéticas y explican cómo convertirlas a otros meridianos de referencia y viceversa.

■ 7.10 LA BRÚJULA Y EL CAMPO MAGNÉTICO TERRESTRE

Antes de que se inventaran los tránsitos, los teodolitos y los instrumentos de estación total, las direcciones de líneas y ángulos se determinaban usando brújulas. La mayor parte del trabajo temprano de agrimensura en los Estados Unidos se hizo usando estos venerables instrumentos. La Figura 7.9(a) muestra la brújula del topógrafo. El instrumento consiste en una placa base de metal (A) con dos paletas de visualización (B) en los extremos. La caja de la brújula (C) y dos pequeños niveles de burbuja (D) están montados en la placa base, los niveles de burbuja están perpendiculares entre sí. Cuando la brújula estaba configurada y las burbujas en los niveles de burbuja estaban centradas, la caja de la brújula estaba horizontal y lista para usarse. Una sola pata llamada bastón de Jacob sostenía las primeras brújulas. Una articulación esférica y una abrazadera se usaban para girar el instrumento y sujetarlo en su posición horizontal. Las versiones posteriores, como la que se muestra en la Figura 7.9(a), se montaban sobre un trípode. Esta disposición proporcionaba mayor estabilidad. La caja de la brújula de topógrafo estaba cubierta de vidrio para proteger la aguja de acero magnetizada que contenía. La aguja estaba montada sobre un pivote en el centro de un círculo graduado en grados. La Figura 7.9(b) ilustra una vista superior de la caja de la brújula de topógrafo con sus graduaciones. En la figura, las graduaciones del cero se encuentran en los puntos norte y sur de la brújula, alineadas con las dos ranuras

de la mirilla que conforman la línea de visión. Las graduaciones están numeradas en múltiplos de 10° en sentido horario y antihorario, desde 0° en el norte y el sur hasta 90° en el este y el oeste.

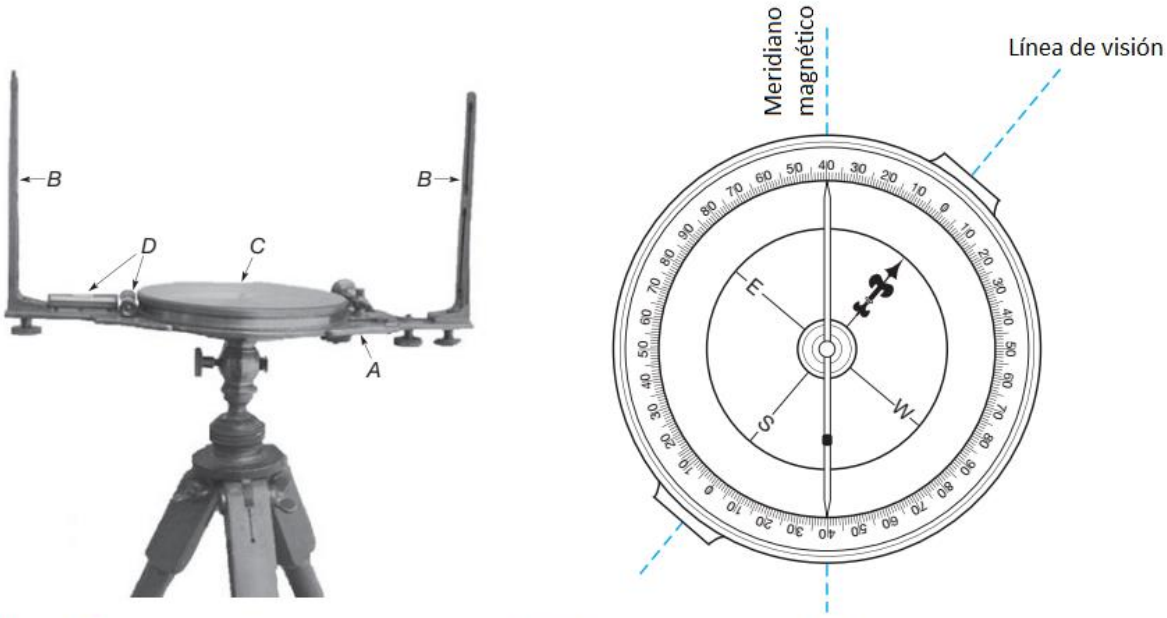


Figura 7.9 (a) Brújula de agrimensor. (Cortesía de W. & L.E. Gurley) (b) Caja de la brújula.

Al usar la brújula, las paletas y la caja de la brújula podían girarse para apuntar a lo largo de la línea deseada, y luego su rumbo magnético podía leerse directamente. Observe en la Figura 7.9(b), por ejemplo, que la aguja apunta al norte y que la línea de visión está orientada al noreste. El rumbo magnético de la línea, leído directamente desde la brújula, es N 40° E. (Tenga en cuenta que las letras E y O en la cara de la caja de la brújula están invertidas de sus posiciones normales para proporcionar las lecturas directas de los rumbos). A menos que se vea perturbada por la atracción local (una anomalía local causada por cosas como líneas eléctricas, vías de ferrocarril, hebillas de cinturones metálicos, etc., que afectan la dirección en la que apunta la aguja de una brújula en cualquier ubicación), la aguja de una brújula es libre de girar y alinearse con el campo magnético de la Tierra que apunta en la dirección del meridiano magnético (hacia el polo norte magnético en el hemisferio norte).1 Las fuerzas magnéticas de la Tierra no sólo alinean la aguja de la brújula, sino que también tiran o sumergen un extremo de esta por debajo de la posición horizontal. El ángulo de inmersión varía de 0° cerca del ecuador a 90° en los polos magnéticos. En el hemisferio norte, **1** el extremo sur de la aguja está lastrado con una bobina muy pequeña de alambre para equilibrar el efecto de la inmersión y mantenerla horizontal. La posición de la bobina se puede ajustar para adaptarse a la latitud en la que se utiliza la brújula. Observe la bobina (punto oscuro) en el extremo sur de la aguja de la brújula en la Figura 7.9(b). El campo magnético terrestre se asemeja al de un enorme imán dipolar ubicado en el centro de la Tierra, con un desplazamiento del imán de aproximadamente 11° respecto al eje de rotación terrestre. Este campo se ha observado en unos 200 observatorios magnéticos de todo el mundo, así como en muchas otras estaciones temporales. En cada punto de observación se miden tanto la intensidad como la dirección del campo. Con base en muchos años de datos, se han desarrollado modelos del campo magnético terrestre. Estos modelos se utilizan para calcular la declinación magnética y el cambio anual (véanse las Secciones 7.11 y 7.12), que son elementos importantes para los topógrafos (ingenieros geomáticos). La precisión de los modelos se ve afectada por diversos factores, como la ubicación de las observaciones, los tipos de rocas en las superficies, las estructuras geológicas subyacentes y las atracciones locales. Los modelos actuales proporcionan declinaciones magnéticas con una precisión de unos 30 minutos de arco, sin embargo, en algunas áreas pueden existir anomalías locales de 3° a 4°, o más.

■ 7.1 1 DECLINACIÓN MAGNÉTICA

La declinación magnética es el ángulo horizontal observado desde el meridiano geodésico hasta el meridiano magnético. Los navegantes llaman a este ángulo variación de la brújula; las fuerzas armadas usan el término desviación. Existe una declinación este si el meridiano magnético está al este del norte geodésico; hay una declinación oeste si está al oeste del norte geodésico. Las declinaciones este se consideran positivas y las declinaciones oeste,

negativas. La relación entre el norte geodésico, el norte magnético y la declinación magnética viene dada por la expresión

acimut geodésico = acimut magnético + declinación magnética **(7.1)**

1 *Las ubicaciones de los polos geomagnéticos norte y sur cambian continuamente, y en 2005, estaban ubicados aproximadamente a 79,74° de latitud norte y 71,78° de longitud oeste, y 79,74° de latitud sur y 108,22° de longitud este, respectivamente.*

Debido a que las posiciones de los polos magnéticos cambian constantemente, las declinaciones magnéticas en todas las ubicaciones también experimentan cambios continuos. Establecer un meridiano a partir de observaciones astronómicas o satelitales (GNSS) y luego leer una brújula mientras se apunta a lo largo del meridiano observado puede obtener la declinación actual en cualquier ubicación obtenida excluyendo las atracciones locales. Otra forma de determinar la declinación magnética en un punto es interpolarla a partir de una carta isogónica. Una carta isogónica muestra las declinaciones magnéticas en una región determinada para una época específica. Las líneas en dichos mapas que conectan puntos que tienen la misma declinación se llaman líneas isogónicas. La línea isogónica a lo largo de la cual la declinación es cero (donde la aguja magnética define el norte geodésico así como el norte magnético) se denomina línea agónica. La Figura 7.10 es una carta isogónica que cubre los 48 estados contiguos (CONUS) de los Estados Unidos para el año 1996. En esa carta, la línea agónica corta a través de la parte central de los Estados Unidos. Se mueve gradualmente hacia el oeste. Los puntos al oeste de la línea agónica tienen declinaciones este y los puntos al este tienen declinaciones oeste. Como ayuda de memoria, se puede pensar que la aguja apunta hacia la línea agónica. Tenga en cuenta que hay una diferencia de aproximadamente 40° en la declinación entre la parte noreste de Maine y la parte noroeste de Washington. ¡Este es un cambio enorme si un piloto vuela con brújula entre los dos estados! Las líneas discontinuas en la Figura 7.10 muestran el cambio anual en la declinación. Estas líneas indican la cantidad de cambio secular (ver Sección 7.12) que se espera en la declinación magnética en un período de un año. El cambio anual en cualquier ubicación se puede interpolar entre las líneas y el valor se puede utilizar para estimar la declinación unos años antes o después de la fecha del gráfico.

■ 7.12 VARIACIONES EN LA DECLINACIÓN MAGNÉTICA

Se ha afirmado que las declinaciones magnéticas en cualquier punto varían con el tiempo. Estas variaciones pueden clasificarse como seculares, diarias, anuales e irregulares, y se resumen a continuación.

VARIACIÓN SECULAR

Debido a su magnitud, esta es la más importante de las variaciones. Desafortunadamente, no se ha encontrado ninguna ley física que permita predicciones precisas a largo plazo de la variación secular, y su comportamiento pasado sólo puede describirse mediante tablas y gráficos detallados derivados de las observaciones. Los registros, que se han conservado en Londres durante cuatro siglos, muestran un rango en la declinación magnética de 11 °E en 1580, a 24 °O en 1820, y de nuevo a 3°O en 2000. La variación secular cambió la declinación magnética en Baltimore, MD, de 5 °11'O en 1640 a 0°35'O en 1800, 5°19'O en 1900, 7°25'O en 1950, 8°43'O en 1975 y 11°01'O en 2000. Al volver a trazar antiguas líneas de propiedad dirigidas por brújula o basadas en el meridiano magnético, es necesario tener en cuenta la diferencia en la declinación magnética en el momento del estudio original y en la fecha actual. La diferencia se atribuye principalmente a la variación secular.

VARIACIÓN DIARIA

La variación diaria de la declinación de la aguja magnética hace que oscile en un arco de aproximadamente 2,4 metros en promedio en Estados Unidos. La aguja alcanza su posición más oriental alrededor de las 8:00 a. m. y su posición más occidental alrededor de la 1:30 p. m. La declinación media ocurre alrededor de las 10:30 a. m. y las 8:00 p. m. Estas horas y la variación con la latitud y la estación del año. Generalmente, se ignora la variación diaria, ya que se encuentra dentro del rango de error esperado en las lecturas de la brújula.

VARIACIÓN ANUAL

Esta oscilación periódica es inferior a 1 minuto de arco y puede despreciarse. No debe confundirse con el cambio anual (la cantidad de variación secular en un año) que se muestra en algunos mapas isogónicos.

VARIACIONES IRREGULARES

Las perturbaciones magnéticas impredecibles y las tormentas pueden causar variaciones irregulares a corto plazo de un grado o más.

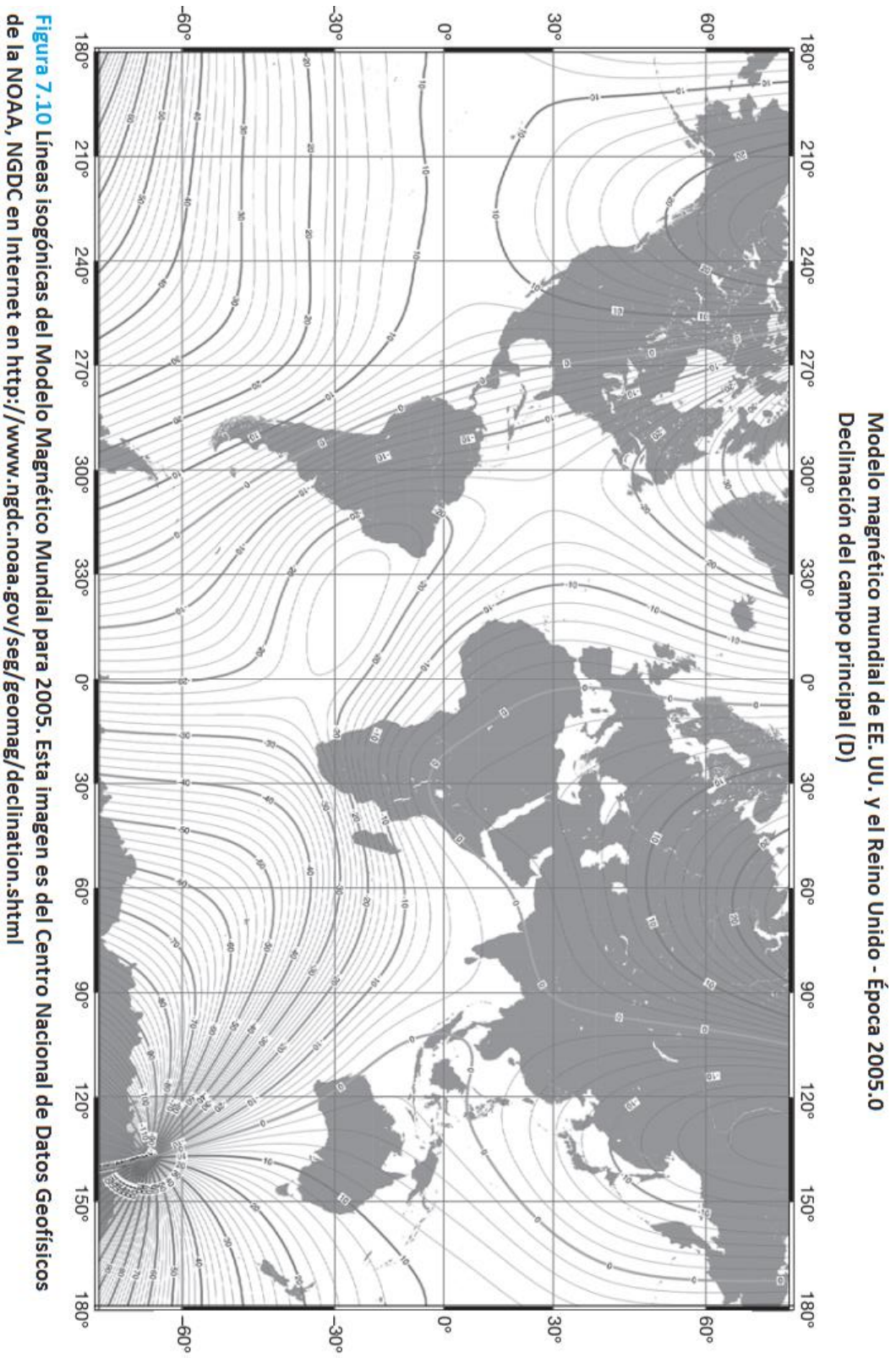


Figura 7.10 Líneas isogónicas del Modelo Magnético Mundial para 2005. Esta imagen es del Centro Nacional de Datos Geofísicos de la NOAA, NGDC en Internet en http://www.ngdc.noaa.gov/seg/geomag/declination.shtml

■ 7.13 PROGRAMA COMPUTACIONAL PARA DETERMINAR LA DECLINACIÓN MAGNÉTICA

Como se señaló anteriormente, las observaciones directas sólo son aplicables para determinar las declinaciones magnéticas actuales. Sin embargo, en la mayoría de las situaciones, se necesitan las declinaciones magnéticas que existían hace años, por ejemplo en la fecha de un antiguo estudio de propiedad, para realizar estudios de retroceso. Hasta hace poco, estas antiguas declinaciones magnéticas tenían que interpolarse a partir de cartas isogónicas para el tiempo aproximado deseado y las líneas de cambio anual se usaban para corregir al año específico requerido. Ahora hay programas computacionales disponibles que puede proporcionar rápidamente los valores de declinación magnética necesarios. El programa utiliza modelos que se desarrollaron a partir de registros históricos de declinación magnética y cambio anual, que se han mantenido para las muchas estaciones de observación en todo Estados Unidos y el mundo.

El programa WOLFPACK, que se encuentra en el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani, contiene una opción para calcular elementos de campo magnético. Este programa utiliza modelos que abarcan períodos de cinco o más años. Utilizando el Modelo Magnético Mundial de 1995 (archivo: WMM-95.DAT), se determinó que la declinación y el cambio anual para Portland, Maine, el 25 de septiembre de 1999 eran de aproximadamente 16°54'O **2** y 0,0' O por año, respectivamente (véanse los datos de entrada en la Figura 7.11). Utilizando este mismo programa, se determinaron las declinaciones de varias otras ciudades de Estados Unidos para el 1 de enero de 2000, que se muestran en la Tabla 7.4.

Al utilizar este programa, es importante seleccionar el archivo de modelo adecuado para la fecha deseada. Seleccione el modelo adecuado de la lista desplegable "Archivo de Modelo". Los modelos se proporcionan por su fuente y el año.

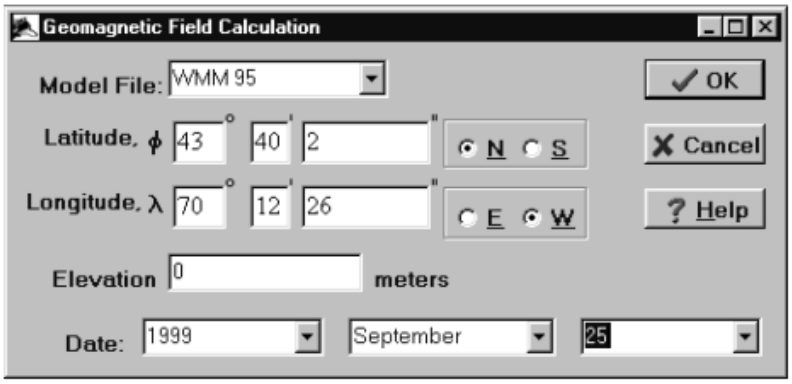


Figura 7.11
Pantalla de ingreso de datos de declinación magnética en la configuración WOLFPACK para calcular valores del campo magnético para Portland, Maine.

2 *El software indica la declinación oeste como negativa y la declinación este como positiva.*

TABLE 7.4 **Tabla 7.4 Declinación Magnética y Cambio Anual para Varias Lbicaciones en los Estados Unidos para el 1 de enero de 2000**

Ciudad	Declinación Magnética	Cambio Anual
Boston, MA	15°48′O	1.0′E
Cleveland, OH	7°45′O	4.1′O
Madison, WI	1°13′O	6.2′O
Denver, CO	10°21′E	4.9′O
San Francisco, CA	15°26′E	3.1′O
Seattle, WA	18°45′E	7.2′O

La latitud, longitud y elevación de la estación deben introducirse en las casillas de datos correspondientes y la hora del cálculo deseado se selecciona en la lista desplegable situada en la parte inferior de la casilla. Tras calcular los elementos del campo magnético para la ubicación y hora específicas, los resultados se muestran para su impresión. Se pueden realizar cálculos similares para determinar la declinación magnética y las tasas de cambio anual utilizando la página de

cálculo en línea de los Centros Nacionales de Datos Geofísicos (NGDC) de la NOAA en http://www.ngdc.noaa.gov/geomag/geomag.shtml. La ubicación de cualquier ciudad estadounidense puede consultarse en el Diccionario geográfico de EE. UU., que está vinculado al software, o en http://www.census.gov/cgibin/gaceta en la página web de la Oficina del Censo de EE. UU. Cabe destacar que todos estos modelos sólo tienen una precisión de 30 minutos y deben utilizarse con precaución.

■ 7.14 ATRACCIÓN LOCAL

Los objetos metálicos y la electricidad de corriente continua, que causan atracción local, afectan el campo magnético principal. Por ejemplo, al colocarse junto a un tranvía antiguo con líneas eléctricas aéreas, la aguja de la brújula oscilaría hacia el tranvía a medida que se acerca y luego lo seguiría hasta quedar fuera de su alcance efectivo. Si la fuente de una perturbación artificial es fija, todas las marcaciones de una estación dada tendrán el mismo error. Sin embargo, los ángulos calculados a partir de las marcaciones tomadas en la estación serán correctos. Existe atracción local si las marcaciones hacia adelante y hacia atrás de una línea difieren en más de los errores de observación normales. Considere las siguientes marcaciones de brújula leídas en una serie de líneas:

AB	N24°15′O
BC	N76°40′O
CD	N60°00′E
DE	N88°35′E
BA	S24°10′E
CB	S76°40′E
DC	S61°15′O
ED	S87°25′O

El rumbo hacia adelante AB y el rumbo hacia atrás BA concuerdan razonablemente bien, lo que indica que existe poca o ninguna atracción local en A o B. Lo mismo ocurre con el punto C. Sin embargo, los rumbos en D difieren de los rumbos correspondientes tomados en C y E en aproximadamente 1°15' al oeste del norte. Por lo tanto, existe atracción local en el punto D y desvía la aguja de la brújula aproximadamente 1°15' al oeste del norte. Es evidente que para detectar la atracción local, es necesario ocupar estaciones sucesivas en una travesía de brújula y leer los rumbos hacia adelante y hacia atrás, aunque las direcciones de todas las líneas podrían determinarse configurando un instrumento sólo en estaciones alternas.

■ 7.15 PROBLEMAS TÍPICOS DE DECLINACIÓN MAGNÉTICA

Los problemas típicos en los levantamientos de límites requieren la conversión de **rumbos geodésicos a rumbos magnéticos**, **rumbos magnéticos a rumbos geodésicos** y **rumbos magnéticos a rumbos magnéticos** para las declinaciones existentes en diferentes fechas. Los siguientes ejemplos ilustran dos de estos tipos de problemas.

■ Ejemplo 7.3

Suponga que el rumbo magnético de una línea de propiedad se registró como S43°30'E en 1862. En ese momento, la declinación magnética en la ubicación del levantamiento era 3°15'O. ¿Qué rumbo geodésico se necesita para un plano de subdivisión de propiedad?

SOLUCIÓN

Un boceto similar a la Figura 7.12 aclara la relación y debe ser utilizado por principiantes para evitar errores. El norte geodésico se designa con una flecha larga de punta completa y el norte magnético con una flecha más corta de media punta. El rumbo geodésico es S43°30'E + 3°15' = S46°45'E. Usar lápices de diferentes colores para mostrar la dirección del norte geodésico, el norte magnético y las líneas en el terreno, ayuda aclarar el esquema. Aunque este problema se resuelve con rumbos, la ecuación (7.1) podría aplicarse convirtiendo los rumbos a acimuts. Es decir, el acimut magnético de la línea es 136°30'. Al aplicar la ecuación (7.1) con un ángulo de declinación negativo, se obtiene un acimut geodésico de 136°30' — 3°15' = 133°15', que se convierte correctamente al rumbo geodésico de S46°45'E.

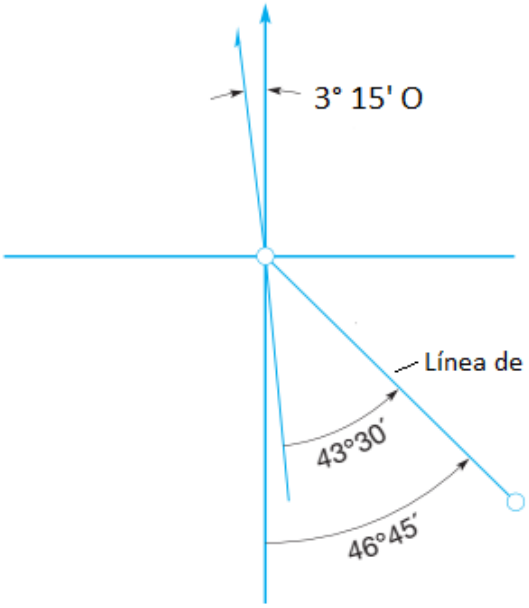


Figura 7.12
Cálculo de rumbos geodésicos a partir de rumbos magnéticos y declinaciones.

■ Ejemplo 7.4

Suponga que el rumbo magnético de la línea AB leído en 1878 era N26°15'E. La declinación en el momento y lugar era 7°15'O. En 2000, la declinación era 4°30'E. Se necesita el rumbo magnético en 2000. Solución Los ángulos de declinación se muestran en la Figura 7.13. El rumbo magnético de la línea AB es igual al rumbo de la fecha anterior menos la suma de los ángulos de declinación, o N26°15'E - (7°15' + 4°30') = N14°30'E Nuevamente, el problema se puede calcular usando acimuts como 26°15' — 7°15' — 4°30' = 14°30', que se convierte en un rumbo de N14°30'E.

En el sitio web complementario de este libro, http://www.pearsonhighered.com/ghilani, se pueden descargar videos instructivos. El video Magnetic Directions.mp4 explica cómo obtener la declinación magnética para cualquier período de tiempo, el proceso de conversión de acimuts magnéticos a sus equivalentes geodésicos y cómo convertir direcciones magnéticas entre diferentes períodos de tiempo.

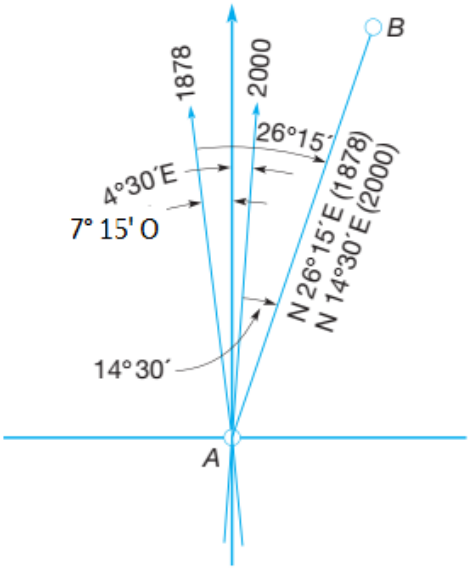


Figura 7.13
Cálculo de cambios de rumbo magnético debido a cambios de declinación.

■ 7.16 ERRORES

Algunos errores al usar acimuts y rumbos son:

1. Confundir los rumbos magnéticos con otros de referencia.

2. Mezclar ángulos en sentido horario y antihorario.

3. Intercambiar rumbos por acimuts.

4. Indicar rumbos con valores angulares superiores a 90°.

5. No incluir ambas letras direccionales al indicar un rumbo.

6. No cambiar las letras de rumbo al usar el rumbo posterior de una línea.

7. Usar un ángulo en el extremo incorrecto de una línea al calcular rumbos; es decir, usar el ángulo A en lugar del B al comenzar con la línea AB como referencia.

8. No incluir el último ángulo para recalcular el rumbo o acimut inicial como comprobación; por ejemplo, el ángulo A en la poligonal ABCDEA.

9. Restar 360°00' como si fueran 359°100' en lugar de 359°60', o usar 90° en lugar de 180° al calcular la orientación (rumbo).

10. Adoptar una línea de referencia supuesta que es difícil de reproducir.

11. Leer grados y decimales de una calculadora como si fueran grados, minutos y segundos.

12. No ajustar los ángulos transversales antes de calcular la orientación o el acimut si hay un error de cierre.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas que tienen respuestas parciales en el Apéndice G.

7.1 Enumere los diferentes meridianos de referencia que se pueden usar para la dirección de una línea y describa las ventajas y desventajas de cada sistema.

7.2 ¿Cuáles son las desventajas de usar un meridiano supuesto para el curso inicial en una poligonal?

7.3 ¿Qué se entiende por un ángulo hacia la derecha?

7.4 Mediante un boceto describa (a) ángulos interiores, (b) ángulos hacia la derecha y (c) ángulos de desviación.

7.5 Convierta: *(a) 203°26'48" a grados centesimales (b) 339,0648 grados centesimales a grados, minutos y segundos (c) 207° 18'45" a radianes.

En los problemas 7.6 a 7.7, convierta los acimuts del norte en rumbos y calcule los ángulos menores de 180° entre acimuts sucesivos.

7.6 68°06'42", 133°15'56", 217°44'05", y 320°35'18"

7.7 65°12'55", 146°27'39", 233°56'12", y 348°52'11"

Convierta los rumbos de los problemas 7.8 a 7.9 en acimuts del norte y calcule el ángulo menor de 180° entre rumbos sucesivos.

7.8 N27°50'05"E, S38°12'44"E, S23°16'22"O y N73°14"30"O

7.9 N12°18'38"E, S14°32'12"E, S82°12'10"O y N02°15'41"O

Calcule el acimut desde el norte de la línea CD en los Problemas 7.10 a 7.12. (Los acimuts de AB también son desde el norte).

7.10* Acimut AB = 68°26'32"; ángulos hacia la derecha ABC = 45°07'08", BCD = 36°26'48".

7.11 Rumbo AB = S14°26'12"E; ángulos hacia la derecha ABC = 133°20'46", BCD = 54°31'28".

7.12 Acimut AB = 195°12'07"; ángulos a la derecha ABC = 10°36'09", BCD = 32°16"14".

7.13* Para un rumbo DE = 8°53'56"O y ángulos a la derecha, calcule el rumbo de FG si el ángulo DEF = 88°12"29" y EFG = 40°20'30".

7.14 Similar al problema 7.13, excepto que el acimut de DE es 132°22'48" y los ángulos a la derecha DEF y EFG son 101°34'02" y 51°09'01", respectivamente.

El rumbo AB de una poligonal de cinco lados corre hacia el norte. A partir de los ángulos interiores equilibrados a la derecha dados, calcule y tabule los rumbos y acimuts desde el norte para cada lado de las poligonales de los problemas 7.15 a 7.17.

7.15 A = 77°23'26", B = 125°58"59", C = 105°28'32", D = 116°27'02", E = 114°42'01"

7.16* A = 90°29'18", B = 107°54'36", C = 104°06'37", D = 129°02'57", E = 108°26'32"

7.17 A = 98°12'18", B = 126°08'30", C = 100°17'44", D = 110°50'40”, E = 104°30'48"

En los problemas 7.18 y 7.19, calcule y tabule los acimuts de los lados de un hexágono regular (polígono con seis ángulos iguales), dada la dirección inicial del lado AB.

7.18 Rumbo de AB = N56°27'13"O (la estación C está al oeste de B).

7.19 Acimut de AB = 87°14'26" (la estación C está al oeste de B).

7.20 Describa la relación entre los acimuts delantero y trasero.

Calcule los acimuts de todas las líneas para una poligonal cerrada ABCDEFA que tenga los siguientes ángulos equilibrados hacia la derecha, utilizando las direcciones indicadas en los Problemas 7.21 y 1.22. FAB = 118°26'59", ABC = 123°20,28", BCD = 104°10'32", CDE = 133°52'50", DEF = 108°21'58", EFA = 131°47'13".

7.21 Rumbo AB = S28°18'42"O.

7.22 Acimut DE = 116°10'20".

7.23 Similar al Problema 7.21, excepto que se requieren rumbos y un rumbo fijo AB = N33°46'25"E.

7.24 Similar al Problema 7.22, excepto que se requieren rumbos y un acimut fijo DE = 286°22'40" (desde el norte).

7.25 Demuestre geométricamente cómo se puede calcular la suma de los ángulos interiores de un pentágono (cinco lados utilizando la fórmula (n — 2)180°.

7.26 Determine las declinaciones previstas para el 1 de enero de 2010 utilizando el modelo WMM-10 en las siguientes ubicaciones.

(a)* latitud = 42°58'28"N, longitud = 77°12'36"O, elevación = 310,0 m; (b) latitud = 37°56'44"N, longitud = 110°50'40"O, altitud = 1500 m; (c) latitud = 41°18'15"N, longitud = 76°00'26"O, altitud = 240 m;

7.27 Utilizando la Tabla 7.4, ¿cuál fue la diferencia total en la declinación magnética entre Boston, MA y San Francisco, CA el 1 de enero de 2000?

7.28 La declinación magnética en un lugar determinado es 12°06'O. ¿Cuál es la orientación magnética allí: (a) respecto al norte verdadero (b) respecto al sur verdadero (c) respecto al oeste verdadero?

7.29 Igual que el Problema 7.28, excepto que la declinación magnética en ese lugar es 3°30'E. Para los problemas 7.30 a 7.32, se indican la orientación magnética observada de la línea AB y su orientación magnética verdadera. Calcule la magnitud y la dirección de la atracción local en el punto A.

	Rumbo Magnético Observado	Rumbo Magnético Verdadero
7.30*	N28°15′E	N30°15′E
7.31	S13°25′O	S10°15′O
7.32	N11°56′O	N8°20′E

¿Qué rumbo magnético se necesita para trazar una línea en las condiciones indicadas en los problemas 7.33 a 7.36?

	Rumbo Magnético en 1875	Declinación en 1875	Declinación Actual
7.33*	N32°45′E	8°12′ O	2°30′E
7.34	S63°40′ O	3°40′E	2°20′ O
7.35	N69°20′ O	1°20′ O	3°30′ O
7.36	S24°30′E	12°30′E	22°30′E

En los problemas 7.37 a 7.38, calcule la declinación magnética en 1870 basándose en los siguientes datos de un antiguo registro topográfico.

	Rumbo Magnético en 1870	Rumbo Magnético Actual	Declinación Magnética Actual
7.37	S14°20′E	S15°50′E	1°15′ O
7.38	S40°30′E	S52°35′E	8°30′E

7.39 Un ángulo APB se mide en diferentes momentos utilizando diversos instrumentos y procedimientos. Los resultados, a los que se les asignan ciertos pesos, son los siguientes: 46°13'28", peso 1; 46°13'32", peso 2; y 43°13'30", peso 3. ¿Cuál es el valor más probable del ángulo?

7.40 Similar al problema 7.39, pero con una medida adicional de 43°13'32", peso 4.

7.41 Explique por qué las letras E y O en una brújula [véase la Figura 7.9(b)] están invertidas respecto a sus posiciones normales.

7.42 Cree un programa computacional que resuelva el problema 7.21.

7.43 Cree un programa computacional que resuelva el problema 7.22.

BIBLIORAFÍA

Boyum, B. H. 1982. "The Compass That Changed Surveying." *Professional Surveyor* 2: 28.

Brinker, R. C. and R. Minnick. 1995. *The Surveying Handbook*, 2nd ed. Chapman Hall Publishers, Chapters 6 and 21.

Easa, S. M. 1989. "Analytical Solution of Magnetic Declination Problem." *ASCE, Journal of Surveying Engineering* 115 (No. 3): 324.

Kratz, K. E. 1990. "Compass Surveying with a Total Station." *Point of Beginning* 16 (No. 1): 30.

Sipe, F. H. 1980. *Compass Land Surveying*. Rancho Cordova, CA: Landmark.

Sipe, F. H. 1990. "A Clinic on the Open-Sight Compass." *Surveying and Land Information Systems* 50 (No. 3): 229.

PARTE 1 • INSTRUMENTOS DE ESTACIÓN TOTAL

■ 8.1 INTRODUCCIÓN

En el pasado, los tránsitos y teodolitos eran los instrumentos topográficos más comúnmente utilizados para realizar observaciones de ángulos. Estos dos dispositivos eran fundamentalmente equivalentes y podían realizar básicamente las mismas tareas.**1** Hoy en día, el instrumento de estación total ha reemplazado a los tránsitos y teodolitos. Los instrumentos de estación total pueden realizar todas las tareas que podrían hacerse con tránsitos y teodolitos y hacerlas de manera mucho más eficiente. Además, también pueden observar distancias de manera precisa y rápida. Además, pueden hacer cálculos con las observaciones de ángulos y distancias, y mostrar los resultados en tiempo real. Estas y muchas otras ventajas significativas han hecho que las estaciones totales sean los instrumentos predominantes utilizados en la práctica topográfica hoy en día. Se utilizan para todo tipo de levantamientos, incluidos los levantamientos topográficos, hidrográficos, catastrales y de construcción. El uso de instrumentos de estación total para tipos específicos de levantamientos se analiza en capítulos posteriores. Este capítulo describe el diseño general y las características de los instrumentos de estación total, y también se concentra en los procedimientos para usarlos en la observación de ángulos.

■ 8.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS INSTRUMENTOS DE ESTACIÓN TOTAL

Los instrumentos de estación total, como se muestra en la Figura 8.1, combinan tres componentes básicos: un instrumento de medición electrónica de distancias (EDM), un componente de medición electrónica de ángulos y una computadora o microprocesador, en una unidad integral.

1 *En el Apéndice A se ofrecen debates sobre el tránsito y el teodolito*.

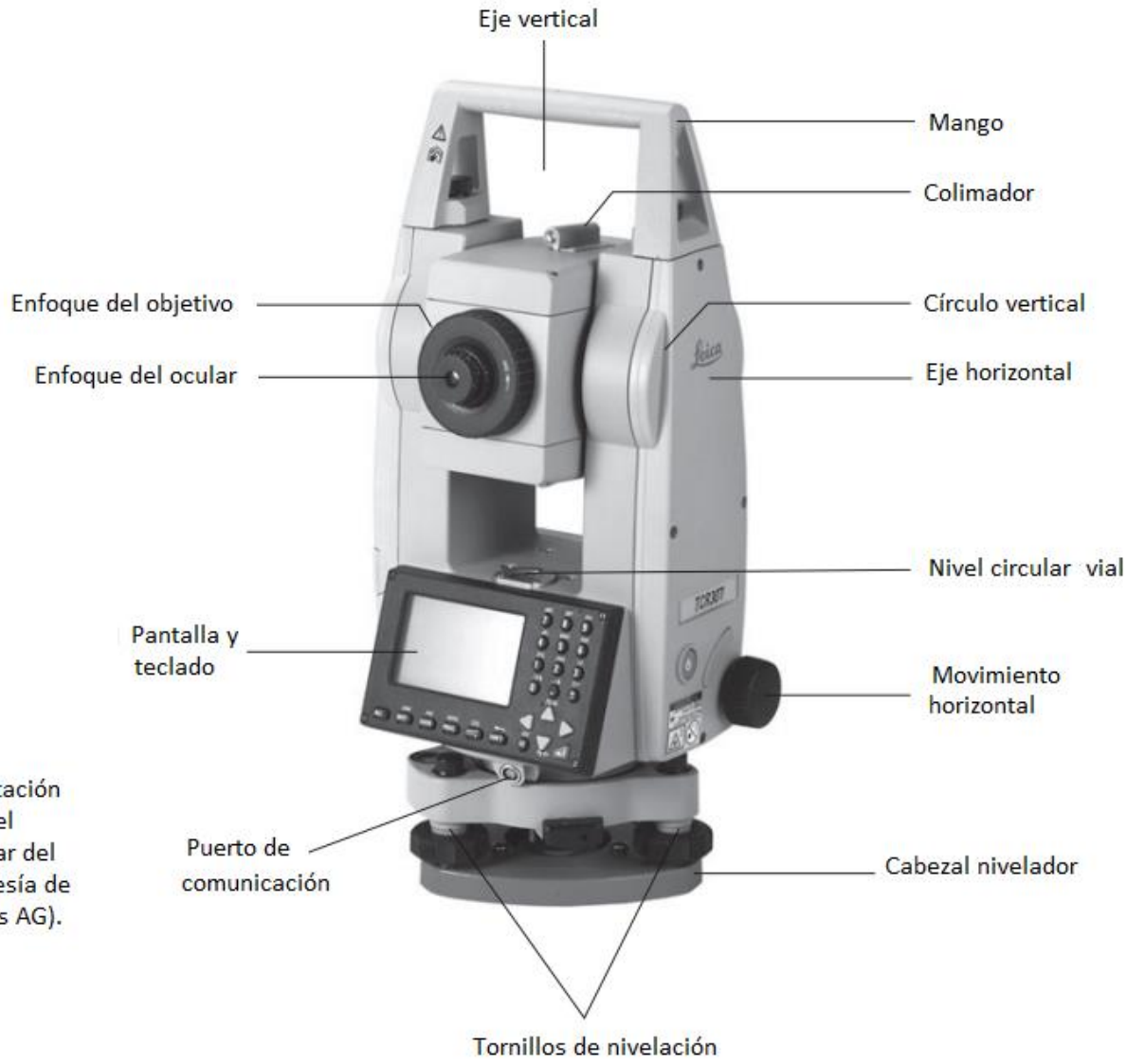


Figura 8.1
Partes de una estación total, con vista del extremo del ocular del telescopio. (Cortesía de Leica Geosystems AG).

Estos dispositivos pueden observar automáticamente ángulos horizontales y verticales, así como distancias de pendiente desde una sola configuración (véase el Capítulo 6). A partir de estos datos, pueden calcular instantáneamente los componentes de distancia horizontal y vertical, las elevaciones y coordenadas de los puntos observados, y mostrar los resultados en una pantalla de cristal líquido (LCD). Como se explicó en el Capítulo 2, también pueden almacenar los datos, ya sea internamente o en colectores de datos externos conectados a sus puertos de comunicación. El telescopio es una parte importante de una estación total. Se monta entre los soportes del instrumento (véase la Figura 8.1) y, una vez nivelado, se puede girar (o "hundir") de modo que su eje de mira **2** defina un plano vertical. El eje sobre el que gira el telescopio se denomina eje horizontal. El telescopio también puede rotarse en cualquier acimut alrededor de una línea vertical denominada eje vertical. Poder girar y rotar el telescopio de esta manera permite al operador apuntar el telescopio en cualquier acimut y a lo largo de cualquier pendiente hacia los puntos de mira. Esto es esencial para hacer observaciones de ángulos.

***2** El eje de visión, también llamado a menudo "línea de visión", es la línea de referencia dentro del telescopio que un observador utiliza para hacer apuntamientos con el instrumento. Como se define en la Sección 4.7, es la línea que conecta el centro óptico de la lente del objetivo y la intersección de la cruz en la retícula.*

Como se describe en la Parte II de este capítulo. Los tres ejes de referencia, el eje de visión, el eje horizontal y el eje vertical, se ilustran en la Figura 8.24. Los instrumentos EDM que se integran en los instrumentos de estación total (descritos en la Sección 6.21), son relativamente pequeños y, como se muestra en la Figura 8.1, se montan con el telescopio entre los estándares del instrumento. Aunque los instrumentos EDM son pequeños, aún tienen rangos de distancia adecuados para la mayoría de los trabajos. Se pueden observar longitudes de hasta aproximadamente 4 km con un solo prisma, e incluso más lejos con un prisma triple como el que se muestra en la Figura 6.12. Los instrumentos

de estación total se fabrican con dos círculos graduados, montados en planos mutuamente perpendiculares. Antes de observar ángulos, el instrumento se nivela para que su círculo horizontal esté orientado en un plano horizontal, lo que automáticamente coloca el círculo vertical en un plano vertical. Los ángulos horizontales y cenitales (o de altitud) se pueden observar directamente en sus respectivos planos de referencia. Para aumentar la precisión del ángulo horizontal final, los instrumentos de repetición tenían dos ejes verticales. Esto resultó en dos tornillos de movimiento horizontales. Un juego de tornillos de movimiento permite girar el instrumento sin cambiar el valor en el círculo horizontal. Los teodolitos de repetición se analizan con más detalle en la Sección A.5.2. Los instrumentos de estación total actuales suelen tener sólo un eje vertical y, por lo tanto, se consideran instrumentos direccionales. Sin embargo, como se analiza más adelante, los ángulos se pueden repetir en una estación total siguiendo los procedimientos descritos en el manual del instrumento. La mayoría de las primeras versiones de los instrumentos de estación total empleaban niveles de burbuja para orientar los círculos en los planos horizontal y vertical, pero muchos de los más nuevos ahora utilizan compensadores automáticos o mecanismos electrónicos de detección de inclinación.

La resolución angular de las estaciones totales disponibles varía desde tan solo medio segundo para instrumentos precisos adecuados para estudios de control, hasta 20" para instrumentos menos costosos fabricados específicamente para trabajos de construcción. Los formatos utilizados para mostrar ángulos también varían según el instrumento. Por ejemplo, las pantallas de algunos muestran los símbolos de grados, minutos y segundos, pero otros usan sólo un punto decimal para separar los grados de los minutos y segundos. Por lo tanto, 315.1743 es en realidad 315°17'43". La mayoría de los instrumentos permiten elegir entre varias unidades, como la visualización de medidas angulares en grados, minutos y segundos, o en grados centesimales (gones). Las distancias pueden mostrarse en pies o metros. Además, algunos instrumentos permiten mostrar ángulos cenitales o de altitud. Estas opciones se ingresan a través del teclado y el microprocesador realiza las conversiones necesarias. El teclado, utilizado para el control del instrumento y la entrada de datos, se encuentra justo encima del cabezal nivelador, como se muestra en la Figura 8.1. Una vez configurado el instrumento y realizado un avistamiento a través del telescopio, el tiempo necesario para realizar y mostrar una lectura de ángulo y distancia es de aproximadamente 2 a 4 segundos cuando se opera un instrumento de estación total en modo normal, y menos de 0,5 segundos cuando se opera en modo de seguimiento. El modo normal, que se utiliza en la mayoría de los tipos de levantamientos, con la excepción del diseño en la construcción, resulta en una mayor precisión porque se realizan múltiples observaciones y se toman promedios. En el modo de seguimiento, utilizado principalmente para el diseño de la construcción, se mantiene un prisma en línea cerca de la ubicación final prevista de una estaca. Una observación se toma rápidamente al prisma y la distancia que debe recorrerse, el avance o retroceso se calcula y se muestra instantáneamente. El prisma se mueve hacia adelante o hacia atrás según los resultados de la primera observación y se realiza otra verificación de la distancia. El proceso se repite rápidamente tantas veces como sea necesario hasta obtener la distancia correcta, momento en el cual se fija la estaca. Este procedimiento se analiza con más detalle en el Capítulo 23. Las estaciones totales robóticas, que se analizan con más detalle en la Sección 8.6, tienen servomotores en los ejes horizontal y vertical que permiten que el instrumento realice un segundo apuntamiento a un objetivo o rastree un objetivo móvil sin interacción del operador. Estos instrumentos se utilizan a menudo en el diseño de la construcción. De hecho, las estaciones totales robóticas son necesarias para el control de maquinaria en un sitio de construcción, como se analiza en la Sección 23.11. En el control de la maquinaria, el instrumento guía una pieza de equipo de construcción a través del proceso de preparación del sitio, informando al operador del equipo de construcción sobre la posición del equipo en el sitio de trabajo y la cantidad de tierra que se debe eliminar o agregar en su ubicación para que coincida con el diseño del proyecto.

■ 8.3 FUNCIONES REALIZADAS POR LOS INSTRUMENTOS DE ESTACIÓN TOTAL

Los instrumentos de estación total, con sus microprocesadores, pueden realizar una variedad de funciones y cálculos, dependiendo de cómo estén programados. La mayoría son capaces de asistir a un operador, paso a paso, a través de varios tipos diferentes de operaciones topográficas básicas. Después de seleccionar el tipo de levantamiento de un menú, aparecerán indicaciones automáticamente en la pantalla para guiar al operador a través de cada paso. Un ejemplo que ilustra un levantamiento topográfico realizado usando este procedimiento se da en la Sección 17.9.1. Además de proporcionar guía al operador, los microprocesadores de las estaciones totales pueden realizar muchos tipos diferentes de cálculos. Las capacidades varían con los diferentes instrumentos, pero algunos cálculos estándar incluyen (1) promediar múltiples observaciones de ángulos y distancias, (2) corregir distancias observadas electrónicamente para constantes de prisma, presión atmosférica y temperatura, (3) hacer correcciones de curvatura y refracción a elevaciones determinadas por nivelación trigonométrica, (4) reducir las distancias de pendiente a sus

componentes horizontales y verticales, (5) calcular elevaciones de puntos a partir de los componentes de distancia vertical (complementado con entrada de teclado de alturas del instrumento y del reflector), y (6) calcular coordenadas de puntos topográficos a partir de componentes de ángulo horizontal y distancia horizontal (complementado con entrada de teclado de coordenadas para la estación ocupada y un acimut de referencia. El tema de los cálculos de coordenadas se trata en los Capítulos 10 y 11. Muchas estaciones totales, pero no todas, también son capaces de hacer correcciones a los ángulos horizontales y verticales observados para varios errores instrumentales. Por ejemplo, al pasar por un proceso de calibración simple, el error de indexación del círculo vertical se puede determinar (véase la Sección 8.13), almacenarlo en el microprocesador y aplicar una corrección automática cada vez que se observa un ángulo vertical. Un procedimiento de calibración y corrección similar se aplica a los errores que existen en los ángulos horizontales debido a imperfecciones del instrumento (véase la Sección 8.8).

Algunas estaciones totales también pueden corregir errores personales, como la nivelación imperfecta del instrumento. Por medio de mecanismos de detección de inclinación, miden automáticamente la cantidad y dirección de la desnivelación y luego realizan correcciones a los ángulos horizontales y verticales observados para esta condición.

■ **8.4 PARTES DE UN INSTRUMENTO DE ESTACIÓN TOTAL** La parte superior del instrumento de estación total, llamada alidada, incluye el telescopio, círculos graduados y todos los demás elementos necesarios para medir ángulos y distancias. El diseño básico y la apariencia de estos instrumentos (consulte las Figuras 8.1 y 8.2) son:

1. Los telescopios son cortos, tienen retículas con crucetas grabadas en vidrio y están equipados con miras de rifle o colimadores para apuntar de manera aproximada. La mayoría de los telescopios tienen dos controles de enfoque. El control de la lente del objetivo se utiliza para enfocar el objeto que se está viendo. El control del ocular se utiliza para enfocar la retícula. Si el enfoque de las dos lentes no coincide, se producirá una condición conocida como paralaje

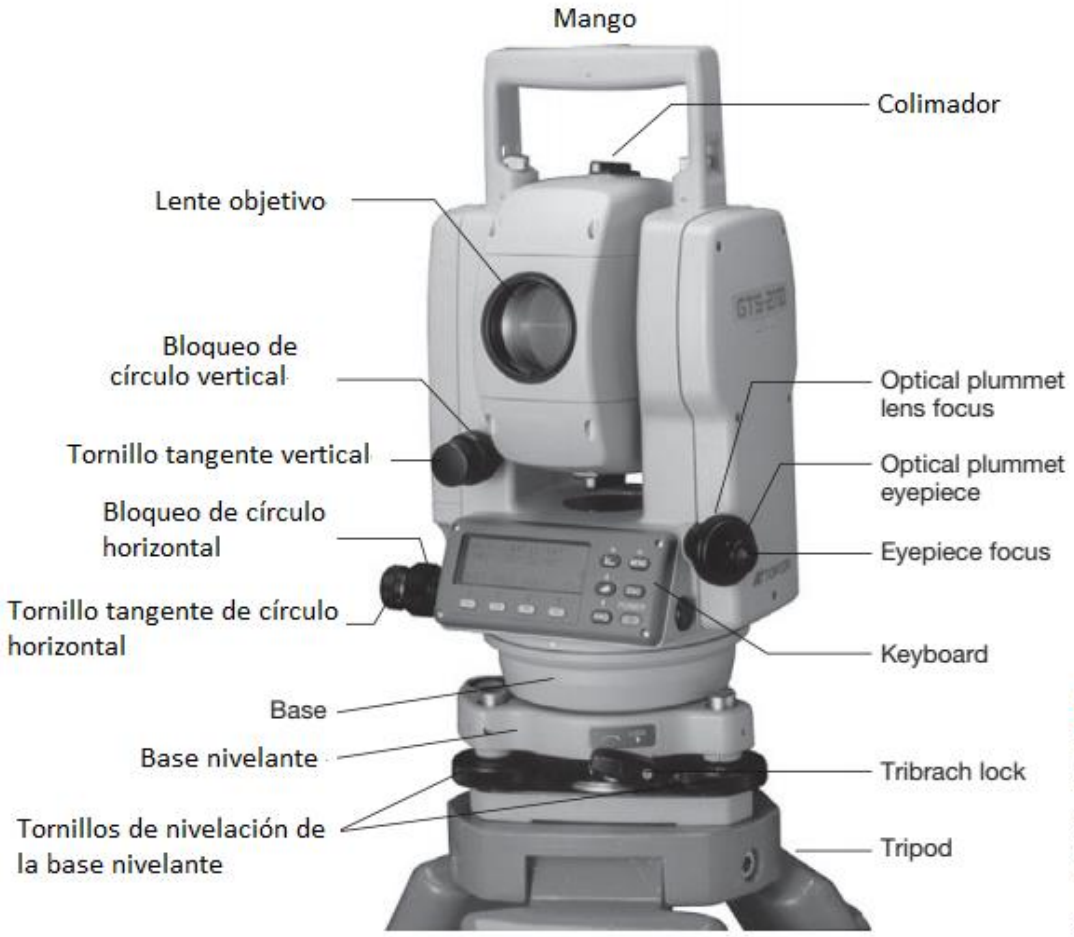


Figura 8.2
Partes de una estación total con vista del extremo objetivo del telescopio. (Cortesía de Topcon Positioning Systems).

existirá. El paralaje es el movimiento aparente de un objeto causado por un movimiento en la posición del ojo del observador. La existencia de paralaje se puede observar cambiando rápidamente la posición del ojo ligeramente y observando el movimiento del objeto en relación con la retícula. Un ajuste cuidadoso del ocular y la lente del objetivo

dará como resultado una imagen nítida tanto del objeto como de la retícula sin paralaje visible. Dado que el ojo tiende a cansarse con el uso, la presencia de paralaje debe comprobarse a lo largo del día. Un error común de los principiantes es que un colega "revise" sus apuntamientos. Esto no se recomienda por muchas razones, incluidas las diferencias de enfoque personales que existen entre diferentes individuos. Con los instrumentos más nuevos, está disponible el enfoque automático de la lente del objetivo. Esto funciona de manera similar al enfoque automático de una cámara y aumenta la velocidad a la que se pueden realizar apuntamientos cuando los objetos están a distancias variables del instrumento.

2. El sistema de medición de ángulos funciona haciendo pasar un haz de luz a través de graduaciones finamente espaciadas. El Topcon GTS 210 de la Figura 8.2 es representativo del funcionamiento de las estaciones totales y se describe brevemente aquí. Para mediciones de ángulos horizontales, se montan dos círculos de vidrio dentro de la alidada en paralelo, uno sobre el otro, con una ligera separación entre ellos. Una vez nivelado el instrumento, los círculos deben estar en planos horizontales. El rotor (círculo inferior) contiene un patrón de líneas oscuras alternas y espacios claros igualmente divididos. El estator (círculo superior) contiene un patrón en forma de rendija, que tiene el mismo paso que el círculo del rotor. Un diodo emisor de luz (LED) dirige la luz colimada a través de los círculos desde abajo hacia una celda fotodetectora en la parte superior. ¡Una estación total moderna puede tener hasta 20.000 graduaciones! Cuando se gira un ángulo, el rotor se mueve con respecto al estator, creando variaciones alternas de la intensidad de la luz. Los fotodetectores detectan estas variaciones, las convierten en pulsos eléctricos y las pasan a un microprocesador para su conversión en valores digitales. Los dígitos se muestran mediante un diodo de cristal líquido (LCD). Otro sistema independiente, como el descrito anteriormente, también está montado dentro de la alidada para medir ángulos cenitales (o de altitud). Con el instrumento nivelado, este sistema circular vertical se alinea en un plano vertical. Tras realizar una observación, se muestran los ángulos horizontales y verticales, que pueden leerse y registrarse manualmente en las libretas de campo. Como alternativa, los instrumentos pueden equiparse con colectores de datos que eliminan la lectura y el registro manuales. (¡Esto ayuda a eliminar errores!) El Topcon GTS 210 puede resolver ángulos con una precisión de 5".

3. El círculo vertical de la mayoría de los instrumentos de estación total está indexado con precisión con respecto a la dirección de la gravedad mediante un compensador automático. Estos dispositivos son similares a los utilizados en los niveles automáticos (consulte la Sección 4.10) y alinean automáticamente el círculo vertical de modo que 0° esté orientado con precisión hacia arriba hacia el cenit (opuesto a la dirección de la gravedad). Por lo tanto, las lecturas del círculo vertical son en realidad ángulos cenitales, es decir, 0° ocurre con el telescopio apuntando verticalmente hacia arriba, y se leen 90° o 270° cuando está horizontal. Al recibir una orden, el microprocesador puede convertir los ángulos cenitales en ángulos de altitud (es decir, valores medidos hacia arriba o hacia abajo desde 0° en la horizontal). El movimiento vertical, que contiene un bloqueo y un tornillo tangente, permite liberar el telescopio para poder girarlo sobre el eje horizontal, o bloqueado (fijado) para evitar que gire. Para apuntar un punto, se puede abrir el bloqueo e inclinar el telescopio hacia arriba o hacia abajo sobre el eje horizontal según sea necesario hasta la posición aproximada requerida para apuntar un punto. Luego, se fija el bloqueo y se completa la puntería fina utilizando el tornillo tangente vertical. En las estaciones totales servo accionadas (véase la Figura 8.7), el bloqueo y el tornillo tangente se sustituyen por un mecanismo de avance/desplazamiento. Este dispositivo acciona un motor servo accionado interno que gira el telescopio sobre su eje horizontal. La velocidad a la que gira el mecanismo determina la velocidad a la que gira el telescopio.

4. La rotación del telescopio sobre el eje vertical se produce dentro de un cilindro de acero o sobre cojinetes de bolas de precisión, o una combinación de ambos. El movimiento horizontal, que también contiene un bloqueo y un tornillo tangente, controla esta rotación. Fijar el bloqueo puede impedir la rotación. Para apuntar un punto, se libera el bloqueo y el telescopio gira en acimut hasta la dirección aproximada deseada, y se vuelve a fijar el bloqueo. Luego, el tornillo tangente horizontal permite realizar un ajuste fino en la dirección de apuntamiento. (En realidad, al apuntar un punto, se liberan los bloqueos verticales y horizontales para que el telescopio pueda girarse y rotarse simultáneamente. Luego, ambos se bloquean y se realiza la puntería fina utilizando los dos tornillos tangentes). Similar al movimiento vertical en las estaciones totales servo accionadas, el bloqueo horizontal y el tornillo tangente se reemplazan con un mecanismo de avance/desplazamiento que acciona un servo accionamiento interno para girar el instrumento sobre su eje vertical. Nuevamente, la velocidad a la que gira el mecanismo determina la velocidad a la que gira el instrumento.

5. La base nivelante (véanse las figuras 8.1 y 8.2) consta de tres tornillos o levas para nivelar, un nivel circular, un dispositivo de sujeción para asegurar la base de la estación total o los accesorios (como prismas y objetivos de puntería) y roscas para fijar la base nivelante al cabezal de un trípode. Como se muestra en la figura 8.3, algunas bases nivelantes también tienen

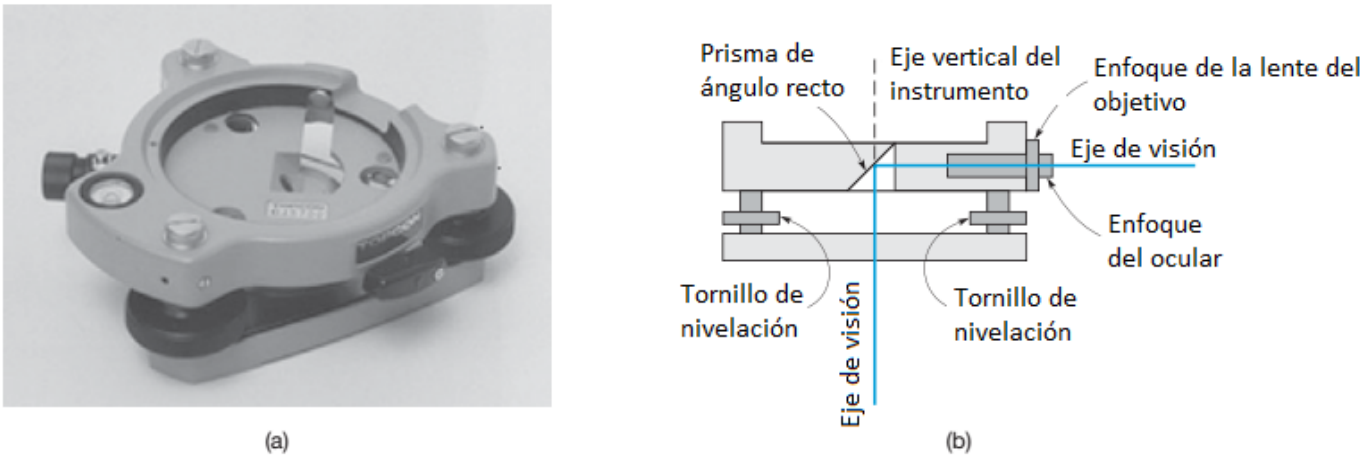


Figura 8.3 (a) Base nivelante con plomada óptica, (b) esquema de una base nivelante con plomada óptica. [Figura (a), Cortesía de Topcon Positioning Systems.]

plomadas ópticas integrales (descritas a continuación) para centrar accesorios sobre un punto sin el instrumento.

6. Las bases de las estaciones totales suelen estar diseñadas para permitir el intercambio del instrumento con objetivos de observación y prismas en bases nivelantes sin alterar el centrado previamente establecido sobre los puntos topográficos. Esto puede ahorrar mucho tiempo. La mayoría de los fabricantes utilizan una disposición estandarizada de "tres postes" para permitir la intercambiabilidad entre diferentes instrumentos y accesorios.

7. Una plomada óptica, integrada en la base nivelante o la alidada de los instrumentos de estación total, permite centrar con precisión sobre un punto. Aunque ambos tipos permiten un centrado preciso, la mayor precisión se consigue con las que forman parte de la alidada del instrumento. La plomada óptica proporciona una línea de visión dirigida hacia abajo, colineal con el eje vertical del instrumento. Sin embargo, el instrumento de la estación total o la base nivelante debe nivelarse primero para que la línea de visión sea vertical. Las figuras 8.3(a) y (b) muestran una base nivelante con plomada óptica y un esquema de la plomada óptica de la base nivelante, respectivamente. Debido a la corta longitud del telescopio en una plomada óptica, es extremadamente importante eliminar el paralaje antes de centrar el instrumento con este dispositivo. En los instrumentos más nuevos, las plomadas láser han reemplazado a la plomada óptica. Este dispositivo produce un haz de luz colimada que coincide con el eje vertical del instrumento. Dado que no se requiere enfocar el objetivo y el ocular con una plomada láser, esta opción aumentará tanto la velocidad como la precisión de las configuraciones. Sin embargo, la marca del láser puede ser difícil de ver con luz solar brillante. Sombrear la marca puede ayudar en estas situaciones.

8. Cuando se utilizan, los instrumentos de estación total se colocan sobre trípodes. Los trípodes son del tipo de marco ancho y la mayoría tienen patas ajustables. Su composición principal puede ser madera, metal o fibra de vidrio.

9. El microprocesador proporciona varias ventajas significativas a los topógrafos. Como ejemplos, (a) los círculos pueden ponerse a cero instantáneamente con sólo presionar un botón, o pueden inicializarse a cualquier valor mediante la entrada a través del teclado (valioso para establecer el acimut de referencia para una vista atrás); (b) los ángulos pueden observarse con valores que aumentan hacia la izquierda o hacia la derecha; y (c) los ángulos observados por repetición (ver Sección 8.8), pueden sumarse para proporcionar el total, incluso si se han pasado 360° una o más veces. Otras ventajas incluyen la reducción de errores al realizar lecturas y un aumento en la velocidad general de operación.

10. El teclado y la pantalla (ver Figura 8.2) proporcionan los medios de comunicación con el microprocesador. La mayoría de las estaciones totales tienen un teclado y una pantalla en ambos lados del instrumento, una característica que es especialmente conveniente cuando se opera el instrumento en modo directo e inverso (ver Sección 8.8), como

se hace generalmente al observar ángulos. Algunas estaciones totales robóticas (véase la Sección 8.6) también cuentan con un teclado y una pantalla montados en un prisma remoto para operaciones unipersonales.

11. El puerto de comunicación (véase la Figura 8.1) permite conectar colectores de datos externos al instrumento. Algunos instrumentos tienen capacidades internas de recopilación de datos, y sus puertos de comunicación permiten su interconexión con una computadora para la descarga directa de datos.

■ 8.5 MANEJO Y MONTAJE DE UN INSTRUMENTO DE ESTACIÓN TOTAL

Un instrumento de estación total debe levantarse con cuidado de su estuche de transporte sujetando los estándares o el mango, y el instrumento debe sujetarse de forma segura al trípode por medio de la base nivelante. Para la mayoría de los levantamientos, antes de observar distancias y ángulos, el instrumento debe primero configurarse cuidadosamente sobre un punto específico. El proceso de configuración utilizando un instrumento con una plomada óptica, montura de base nivelante con burbuja circular y trípode de patas ajustables se logra más fácilmente utilizando los siguientes pasos: (1) extienda las patas para que el alcance del instrumento esté a una elevación apropiada para la vista y luego ajuste la posición de las patas del trípode levantando y moviendo el trípode como un todo hasta que el punto esté aproximadamente centrado debajo de la cabeza del trípode (los principiantes pueden dejar caer una piedra desde el centro de la cabeza del trípode o usar una plomada para verificar la proximidad al punto); (2) coloque firmemente las patas del trípode en el suelo y extiéndalas de manera que el cabezal del trípode quede aproximadamente nivelado; repita el paso (1) si el cabezal del trípode no está aproximadamente centrado sobre el punto; (3) centre aproximadamente los tornillos de nivelación de la base nivelante en sus postes; (4) monte la base nivelante aproximadamente en el medio del cabezal del trípode para permitir la máxima traslación en el paso (9) en cualquier dirección; (5) enfoque la plomada correctamente en el punto, asegurándose de comprobar el paralaje; (6) manipule los tornillos de nivelación para apuntar el dispositivo señalador de la plomada al punto inferior; (7) centre la burbuja circular ajustando las longitudes de las patas de extensión del trípode; (8) y nivele el instrumento utilizando la burbuja de placa y los tornillos de nivelación; y (9) si es necesario, afloje el tornillo de la base nivelante y traslade el instrumento (no lo gire) para centrar cuidadosamente el dispositivo señalador de la plomada en el punto; (10) repita los pasos (8) y (9) hasta que se logren una nivelación y un centrado precisos. En las estaciones totales con plomadas en la base nivelante, el instrumento puede y debe dejarse en el estuche hasta el paso (8). Para nivelar una estación total con nivel de burbuja, se gira el telescopio para que el eje de la burbuja de nivel quede paralelo a la línea que pasa por dos tornillos de nivelación, como la línea que pasa por A y B en la Figura 8.4(a).

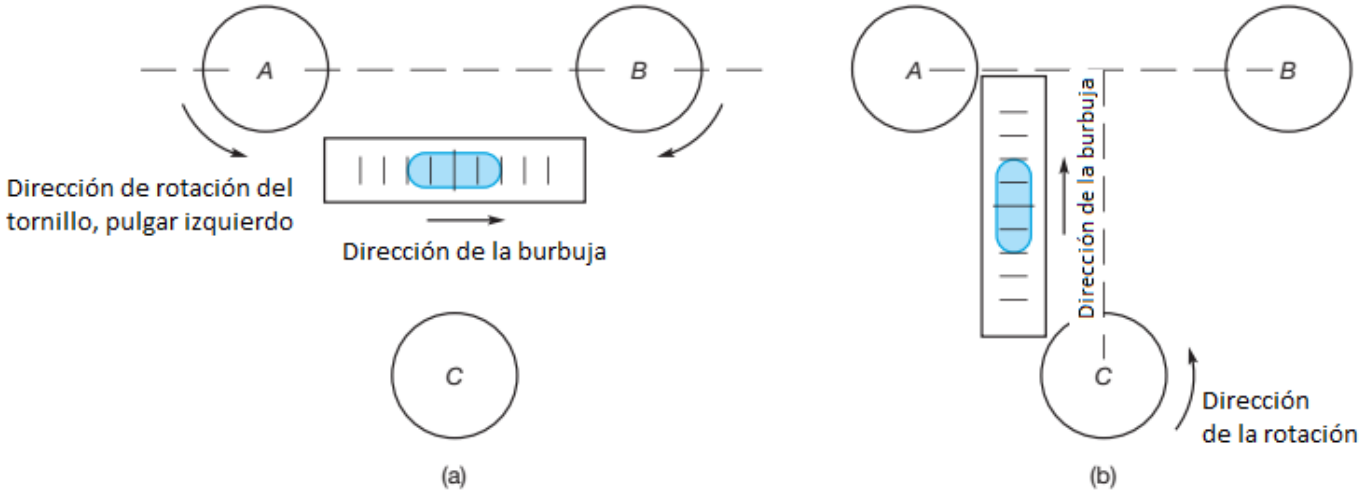


Figura 8.4 Centrado de burbujas con cabezal nivelador de tres tornillos.

Figura 8.5 El sistema de nivelación electrónica LEICA TPS 300. (Cortesía de Leica Geosystems AG).

La burbuja está centrada girando estos dos tornillos, luego se giran 90°, como se muestra en la Figura 8.4(b), y se centran nuevamente usando sólo el tercer tornillo (C). Este proceso se repite en las dos posiciones iniciales y se revisa cuidadosamente para asegurar que la burbuja permanezca centrada. Como se ilustra en la Figura 8.4, la burbuja se mueve en la dirección del pulgar izquierdo cuando se giran los tornillos de la base. Es esencial una configuración de trípode sólida, y el instrumento debe estar a la sombra si se configura bajo la luz solar directa. De lo contrario, la burbuja se expandirá y correrá hacia el extremo más cálido a medida que se calienta el líquido. Muchos instrumentos, como el LEICA TPS 300 que se muestra en la Figura 8.1, no tienen viales de nivel tradicionales. En su lugar, están equipados con un sistema de nivelación electrónico de doble eje como se muestra en la Figura 8.5 en el que cuatro sondas detectan una superficie líquida (horizontal). Después de realizar la nivelación preliminar mediante la burbuja circular de la base nivelante, las señales de las sondas se procesan para formar una imagen en la pantalla LCD, que guía al operador en la nivelación aproximada. Se utilizan los tres tornillos de nivelación, pero no es necesario girar el instrumento sobre su eje vertical durante el proceso de nivelación. Después de la nivelación aproximada, el microprocesador recibe de forma automática y continua la cantidad y dirección de cualquier desnivelación residual, corrigiendo los ángulos horizontales y verticales observados en tiempo real. Como se mencionó anteriormente, las estaciones totales se controlan con entradas realizadas a través de sus teclados integrados o a través de los teclados de los colectores de datos portátiles. Los detalles para el funcionamiento de cada estación total varían un poco y, por lo tanto, no se describen aquí. Se tratan en los manuales incluidos con la compra de los instrumentos. Al cambiar de configuración en el campo, se debe tener mucho cuidado antes de retirar la estación total del trípode, los tornillos de las patas deben volver a colocarse en los puntos medios de los postes. Muchos instrumentos tienen una línea en el poste del tornillo que indica la posición intermedia. El instrumento NUNCA debe transportarse en el trípode, ya que esto causa tensión en el cabezal del trípode, la base nivelante y la base del instrumento. La Figura 8.6(a) representa el procedimiento adecuado para transportar el equipo en el campo. Con trípodes de patas ajustables, retraerlos a sus posiciones más cortas y sujetarlos ligeramente en su posición puede evitar la tensión en las patas. Al devolver la estación total a su estuche, se deben liberar todos los mecanismos de bloqueo. Este procedimiento protege las roscas y reduce el desgaste cuando el instrumento se sacude durante el transporte y también evita que las roscas se atasquen durante largos períodos de almacenamiento. Si el instrumento está mojado, se debe limpiar y dejar en un estuche abierto hasta que se seque, como se muestra en la Figura 8.6(b). Al almacenar trípodes, es importante aflojar o sujetar ligeramente todas las patas. Esto es especialmente cierto con trípodes de madera donde la madera tiende a expandirse y contraerse con la humedad del aire. Si no se afloja el mecanismo de sujeción de los trípodes de madera, pueden producirse fibras de madera aplastadas, lo que inhibe la capacidad de la abrazadera para sujetar la pata durante el uso futuro.

(a) (b)

Figura 8.6 (a) Método adecuado para transportar una estación total en el campo. (b) Estación total en una caja abierta. (Cortesía de Leica Geosystems AG).

■ 8.6 INSTRUMENTOS DE ESTACIÓN TOTAL SERVOACCIONADOS Y OPERADOS DE FORMA REMOTA

Los fabricantes también producen instrumentos de estación total "robóticos" equipados con mecanismos servoaccionados que les permiten apuntar automáticamente a un punto que se va a establecer. La estación total robótica Geodimeter 4000 de Spectra Precision que se muestra a la izquierda en la Figura 8.7 es un ejemplo. Con estos instrumentos, sólo es necesario identificar el número del punto con una entrada de teclado.

Figura 8.7 Estación total robótica Geodimeter. (Cortesía de Trimble).

La computadora recupera la dirección al punto del almacenamiento o la calcula y activa un servomotor para girar el telescopio en esa dirección en unos pocos segundos. Esta función es particularmente útil para el replanteo de la construcción, pero también es conveniente en el control topográfico cuando se realizan múltiples observaciones en ángulos de observación. En este caso, el apuntamiento preciso final se realiza manualmente. La unidad de posicionamiento remoto (RPU) que se muestra a la derecha en la Figura 8.7, que está unida a un poste de prisma, tiene un enlace de telemetría incorporado para la comunicación con la estación total. El instrumento robótico está equipado con una función automática de búsqueda y puntería, así como un enlace para la comunicación con la RPU. Tiene servomotores para apuntar automáticamente al prisma tanto horizontal como verticalmente. Con la RPU, el instrumento de la estación total se puede controlar a distancia. Para operar el sistema, primero se debe configurar y orientar el instrumento robótico. Esto consiste en introducir las coordenadas del punto donde se encuentra la estación total y tomar una referencia a lo largo de una línea de acimut conocido. Una vez orientado, un operador lleva la RPU a cualquier ubicación conveniente y apunta el instrumento robótico utilizando el telescopio de la RPU. El ángulo de visión vertical se transmite al instrumento robótico, con lo cual el servomotor vertical del instrumento ajusta automáticamente su telescopio en el ángulo vertical requerido. Su servomotor horizontal se activa entonces y gira hasta que encuentra el prisma. Una vez que la estación total ha encontrado la RPU, lo que sólo tarda unos segundos, y la bloquea, seguirá automáticamente sus movimientos posteriores. Si se pierde el bloqueo, la rutina de búsqueda simplemente se repite. La RPU no sólo sirve como unidad de control para el sistema, sino que también funciona como un recolector de datos.

Con este y otros sistemas similares, la estación total se controla completamente mediante el teclado de la unidad remota. Estos sistemas permiten que una sola persona realice un levantamiento completo. Son ideales para levantamientos de construcción y topográficos, pero también pueden utilizarse con ventaja en otros tipos de levantamientos. El sistema no sólo elimina la necesidad de una sola persona y agiliza el trabajo, sino que, lo que es más importante, elimina errores en la identificación de puntos que pueden ocurrir cuando el prisma está lejos de la estación total y no se puede ver con claridad.

PARTE II • OBSERVACIONES DE ÁNGULOS

■ 8.7 RELACIÓN ENTRE ÁNGULOS Y DISTANCIAS

Determinar las posiciones relativas de los puntos a menudo implica observar tanto ángulos como distancias. Los levantamientos de mejor calidad resultan cuando existe compatibilidad entre las precisiones de estos dos tipos de mediciones. La fórmula para relacionar distancias con ángulos viene dada por la relación geométrica.

$$S = R\theta \qquad (8.1)$$

En la ecuación (8.1), **S** es la longitud de arco subtendida a una distancia **R** por un arco de $\boldsymbol{\theta}$ en radianes. Para seleccionar los instrumentos y los procedimientos de levantamiento necesarios para lograr la consistencia, y para evaluar los efectos de los errores debidos a diversas fuentes, resulta útil considerar las relaciones entre ángulos y distancias que se dan aquí y se ilustran en la figura 8.8.

1' de arco = 0,03 pies a 100 pies, o 3 cm a 100 m (aprox.)

1' de arco = 1 pulgada a 300 pies (aprox.; en realidad 340 pies)

1" de arco = 1 pie a 40 mi, o 0,5 m a 100 km, o 1 mm a 200 m (aprox.)

1" de arco = 0,000004848 radianes (aprox.)

1 radián = 206.264,8" de arco (aprox.)

De acuerdo con las relaciones enumeradas, un error de aproximadamente 1 min resulta en un ángulo observado si la línea de visión está mal dirigida por 1 pulgada en una distancia de 300 pies.

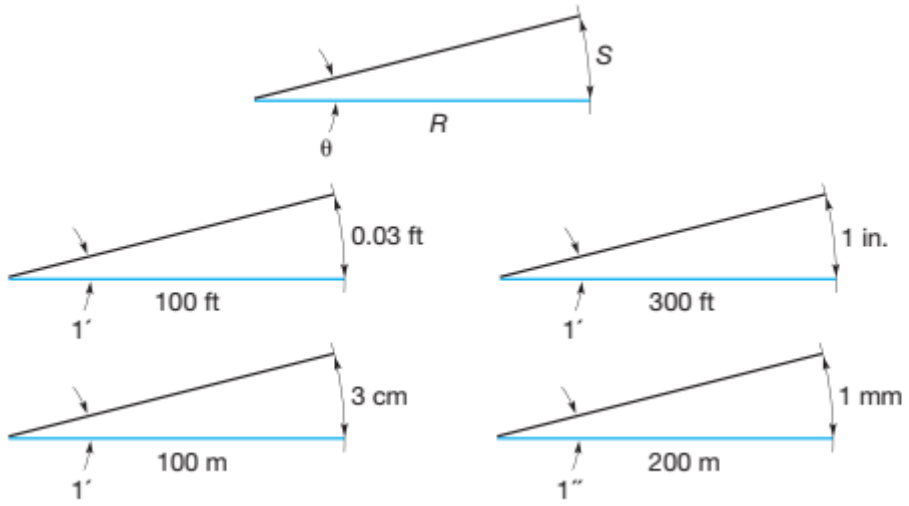


Figura 8.8 Relaciones entre ángulos y distancias.

Esto ilustra la importancia de colocar el instrumento y los objetivos sobre sus respectivos puntos con precisión, especialmente con miras cortas. Si se espera una precisión de ± 5" para un ángulo con miras de 500 pies, la distancia debe ser correcta con una precisión de 500(5")0.000004848 = ±0.01 pies para garantizar la compatibilidad. Para apreciar las capacidades de precisión de una estación total de alta calidad, un instrumento que lee al 0,5" más cercano es capaz de medir el ángulo entre dos puntos separados aproximadamente 1 cm y 4 km de distancia, ¡teóricamente! Sin embargo, como se discutió en las Secciones 8.19 a 8.21, los errores al centrar el instrumento, al apuntar el punto, al leer el círculo y otras fuentes, hacen que sea difícil, si no imposible, lograr realmente esta precisión.

■ 8.8 OBSERVACIÓN DE ÁNGULOS HORIZONTALES CON INSTRUMENTOS DE ESTACIÓN TOTAL

Como se indicó en la Sección 2.1, los ángulos horizontales se observan en planos horizontales. Después de que un instrumento de estación total se configura y nivela, su círculo horizontal está en un plano horizontal y, por lo tanto, en la orientación adecuada para observar ángulos horizontales. Para observar un ángulo horizontal, por ejemplo, el ángulo JIK de la Figura 8.9(a), primero se configura y centra el instrumento sobre la estación I, y se nivela. Luego se toma una referencia en la estación J. Esto se logra liberando los bloqueos horizontal y vertical, girando el telescopio en la dirección aproximada de 7 y apretando ambos seguros. A continuación, se realiza una puntería precisa para colocar la cruz vertical sobre el objetivo utilizando los tornillos tangentes horizontal y vertical, y se introduce un valor inicial de 0°00'00" en la pantalla. A continuación, se desbloquea el movimiento horizontal y se gira el telescopio en sentido horario hacia el punto K para realizar la puntería. El seguro circular vertical también suele soltarse para inclinar el telescopio hacia el punto K. De nuevo, los movimientos se fijan con la línea de visión aproximadamente en la estación K, y se realiza una puntería precisa como antes utilizando el tornillo tangente horizontal. Una vez completada la puntería, el valor del ángulo horizontal aparecerá automáticamente en la pantalla. Para eliminar errores instrumentales y aumentar la precisión, las observaciones de ángulos deben repetirse el mismo número de veces en cada uno de los sentidos directo e inverso y el promedio tomado. Las computadoras incorporadas de los instrumentos de estación total realizarán el promedio automáticamente y mostrarán los resultados finales. Para los instrumentos que sólo tienen un teclado y pantalla, el instrumento está en su modo directo cuando el ocular y el teclado están en el mismo lado del instrumento. Sin embargo, los instrumentos varían según el fabricante, y el operador debe consultar el manual del instrumento para determinar la orientación correcta de su instrumento cuando está en modo directo. Para pasar del modo directo al modo inverso, el telescopio se "hunde" (se gira 180° sobre el eje horizontal).

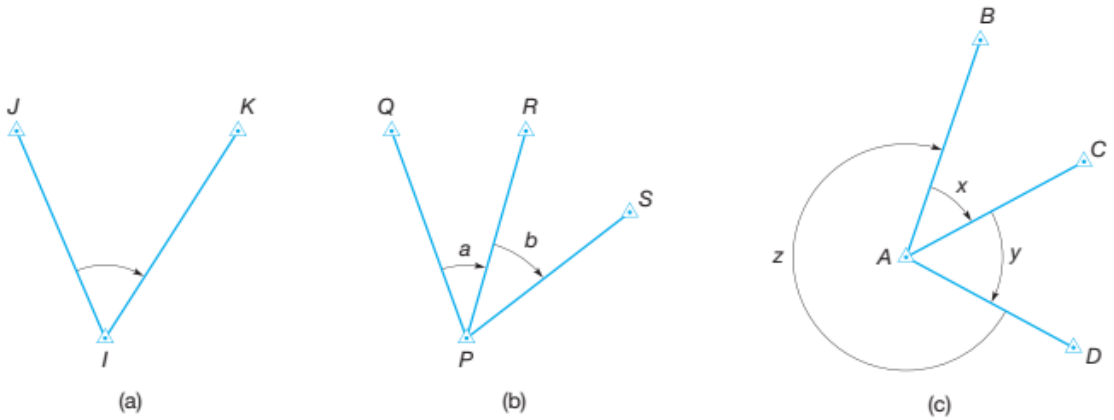


Figura 8.9 Medición de ángulos horizontales.

Los procedimientos para repetir las observaciones de ángulos horizontales pueden variar con instrumentos de diferente fabricación, y por lo tanto, los operadores deben familiarizarse con las características de su instrumento específico consultando su manual. El siguiente es un procedimiento de ejemplo que se aplica a algunos instrumentos. Después de realizar la primera observación del ángulo JIK, como se describió anteriormente, el valor angular en la pantalla se mantiene presionando un botón en el teclado del instrumento. (Suponga que la primera observación fue en modo directo). Para repetir el ángulo con el instrumento en el mismo modo, se vuelve a tomar una referencia atrás en la estación J utilizando el bloqueo horizontal y el tornillo tangente. Después de completar la referencia atrás, con el primer valor angular observado aún en la pantalla, se libera la pantalla para la siguiente observación del ángulo presionando de nuevo el botón apropiado en el teclado. Utilizando los mismos procedimientos descritos anteriormente, se vuelve a tomar una referencia adelante en la estación K, después de lo cual la pantalla leerá la suma de los dos ángulos repetidos. Este procedimiento se repite hasta que se observa el número deseado de ángulos en el modo directo, después de lo cual la pantalla mostrará la suma de estas repeticiones. Luego, se sumerge el telescopio para colocarlo en modo inverso y el ángulo se repite un número igual de veces utilizando el mismo procedimiento. Al final, se mostrará la suma de todos los ángulos girados, directos e inversos. El ángulo final es la media. El procedimiento que se acaba de describir para observar ángulos horizontales se denomina método de repetición. Como se señaló anteriormente, obtener un valor promedio a partir de observaciones repetidas aumenta la precisión y, al incorporar el mismo número de mediciones directas e inversas, se eliminan ciertos errores instrumentales (véase la Sección 8.20). En la Figura 8.10 se muestra un conjunto de notas de campo de ejemplo para observar el ángulo de la Figura 8.9(a) mediante el método de repetición. En el ejemplo, se tomaron cuatro repeticiones, dos en cada uno de los modos directo e inverso. En las notas, la identificación del ángulo que se observa se registra en la columna (1), el valor de la primera lectura del ángulo se coloca en la columna (2) y se registra sólo con fines de verificación, la cuarta lectura (final) se tabula en la columna (3) y la media de las cuatro lecturas, que produce el ángulo final, se da en la columna (4). Tenga en cuenta que no es necesario registrar la primera lectura, salvo que se utilice como referencia para comparar el ángulo medio. Si ambos valores coinciden dentro de límites tolerables, se acepta el ángulo medio; de lo contrario, se repite el trabajo.

MEDICIÓN DEL ÁNGULO HORIZONTAL

Ángulo	Primera Lectura	Cuarta Lectura	Angulo Principal
(1)	(2)	(3)	(4)
	° ′ ″	° ′ ″	° ′ ″
JIK	66 37 40	266 30 48	66 37 42

Figura 8.10
Notas de campo para medir el ángulo horizontal de la Figura 8.9(a) por repetición.

Muchos instrumentos de estación total cuentan con capacidades especiales para mejorar su precisión y agilizar su funcionamiento. Por ejemplo, la mayoría de los instrumentos tienen un compensador automático de doble eje que detecta cualquier desorientación de los círculos. Esta información se transmite a la computadora integrada que corrige

cualquier error de indexación en el círculo vertical (véase la Sección 8.13) y cualquier desnivelación del círculo horizontal, antes de mostrar los valores angulares. Esta función de detección y corrección de inclinación en tiempo real hace necesario realizar sólo una nivelación aproximada del instrumento, lo que reduce el tiempo de configuración. Además, algunos instrumentos observan ángulos mediante la integración de señales electrónicas en todo el círculo simultáneamente; por lo tanto, se eliminan los errores debidos a graduaciones y excentricidades (véase la Sección 8.20.1). Además, la computadora también corrige los ángulos horizontales para errores instrumentales si el eje de visión no es perpendicular al eje horizontal, o si el eje horizontal no es perpendicular al eje vertical. (Estas condiciones se analizan en las Secciones 8.15 y 8.20.1, respectivamente). Esta característica permite obtener observaciones angulares libres de errores instrumentales sin promediar el mismo número de lecturas directas e inversas. Con estas ventajas, y otras más, es obvio por qué estos instrumentos han reemplazado a los instrumentos más antiguos analizados en el Apéndice A.

■ 8.9 OBSERVACIÓN DE ÁNGULOS HORIZONTALES POR EL MÉTODO DE DIRECCIÓN

Como alternativa a la observación de ángulos horizontales por el método de repetición descrito en la sección precedente, se pueden utilizar instrumentos de estación total para determinar ángulos horizontales por el método de dirección. Este procedimiento consiste en observar direcciones, que son simplemente lecturas de círculos horizontales tomadas a estaciones sucesivas avistadas alrededor del horizonte. Luego, al tomar la diferencia de direcciones entre dos estaciones cualesquiera, se determina el ángulo entre ellas. El procedimiento es particularmente eficiente cuando se miden múltiples ángulos en una estación. Un ejemplo de este tipo de situación se ilustra en la Figura 8.9(b), donde los ángulos a y b deben observarse en la estación P. La Figura 8.11 muestra un conjunto de notas de campo para observar estos ángulos por el método de dirección. Las notas son los resultados de cuatro repeticiones de mediciones de dirección en cada uno de los modos directo e inverso. En estas notas, el número de repetición se indica en la columna (1), la estación avistada en la columna (2), las lecturas de dirección tomadas en los modos directo e inverso en las columnas (3) y (4), respectivamente, la media de las lecturas directas e inversas en la columna (5), y los ángulos calculados (obtenidos restando la dirección media de la estación Q de la de la estación R y restando R de 5) en la columna (6). Como comprobación, se deben comparar los cuatro valores de cada ángulo en la columna (6) para verificar su concordancia y determinar si cumplen los criterios de aceptación antes de abandonar la estación ocupada, de modo que se puedan realizar lecturas adicionales si es necesario. Los valores finales de los dos ángulos se toman como promedios de los cuatro ángulos en la columna (6). Estos son 37°30'28" y 36°43'14" para los ángulos a y b, respectivamente. Nótese que en este procedimiento, al igual que en el caso del método de repetición, las lecturas múltiples aumentan la precisión de los ángulos y, al tomar el mismo número de lecturas directas y lecturas inversas, se eliminan los errores instrumentales. Como se señaló anteriormente, este método de observación de direcciones puede reducir significativamente el tiempo en una estación, especialmente cuando se necesitan varios ángulos con múltiples repeticiones, por ejemplo en triangulación. Los procedimientos para observar múltiples ángulos con recolectores de datos pueden variar según el fabricante. El lector debe consultar el manual de su recolector de datos para determinar los procedimientos adecuados para su situación. Una de las ventajas de usar un recolector de datos para observar múltiples ángulos es que proporcionan estadísticas inmediatas posteriores a la observación. Los residuos de cada observación se pueden mostrar después del proceso de observación antes de aceptar las observaciones promedio. El operador puede ver cada residuo y decidir si alguno es demasiado grande para cumplir con las especificaciones del trabajo, las especificaciones del instrumento y las condiciones de campo. Si un solo residuo se considera excesivo, esa observación se puede eliminar y repetir la observación. Si todos los residuos son demasiado grandes, se puede eliminar todo el conjunto de observaciones y repetir todo el proceso de observación del ángulo.

DIRECCIONES OBSERVADAS DESDE LA ESTACIÓN P

Repetición N°	Estación Avistada	Lectura Directa	Lectura Inversa	Promedio	Ángulo
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
		° ′ ″	° ′ ″	° ′ ″	° ′ ″
1	Q	0 00 00	0 00 00	0 00 00	
	R	37 30 27	37 30 21	37 30 24	37 30 24
	S	74 13 42	74 13 34	74 13 38	36 43 14
2	Q	0 00 00	0 00 00	0 00 00	
	R	37 30 32	37 30 28	37 30 30	37 30 30
	S	74 13 48	74 13 42	74 13 46	36 43 16
3	Q	0 00 00	0 00 00	0 00 00	
	R	37 30 26	37 30 26	37 30 26	37 30 26
	S	74 13 36	74 13 40	74 13 38	36 43 12
4	Q	0 00 00	0 00 00	0 00 00	
	R	37 30 34	37 30 30	37 30 32	37 30 32
	S	74 13 48	74 13 44	74 13 46	36 43 14

Figura 8.11
Notas de campo para las instrucciones de medición de la Figura 8.9(b).

■ 8.10 CIERRE DEL HORIZONTE

El cierre del horizonte consiste en utilizar el método de dirección descrito en la sección anterior, pero incluyendo todos los ángulos alrededor de un punto. Supongamos que en la Figura 8.9(c) sólo se necesitan los ángulos x e y. Sin embargo, al cerrar el horizonte también se observa el ángulo z, lo que permite comprobaciones adicionales. Un ejemplo de las notas de campo para esta operación se muestran en la Figura 8.12. Primero, los ángulos se giran alrededor del horizonte mediante una lectura de apuntamiento y dirección en cada estación con el instrumento en modo directo [véanse las entradas de datos en la columna (3) de la Figura 8.12]. Se realiza un apuntamiento final con mira hacia adelante en la estación de referencia inicial, lo que proporciona una verificación, ya que debería proporcionar la lectura de referencia inicial (teniendo en cuenta errores aleatorios razonables). Cualquier diferencia constituye el cierre erróneo del horizonte, y si su valor excede una tolerancia admisible, se debe descartar esa ronda de lecturas y repetir las observaciones. (Tenga en cuenta que en las notas de campo de la Figura 8.12, el cierre erróneo máximo del horizonte fue de 4"). Tras completar las lecturas en modo directo, el telescopio se sumerge a su posición inversa y se observan de nuevo todas las direcciones alrededor del horizonte [véanse las entradas de datos en la columna (4)]. Un conjunto de lecturas alrededor del horizonte, tanto en modo directo como inverso, constituye una posición. Las notas de la Figura 8.12 contienen los resultados de cuatro posiciones.

El proceso de reducción de notas consiste en calcular los valores medios de las direcciones directa e inversa a cada estación [ver columna (5)] y, a partir de ellos, se calculan los ángulos individuales alrededor del horizonte como se explica en la Sección 8.9 [ver columna (6)]. Finalmente, se calcula su suma y se compara con (360°). Cualquier diferencia revela un error o errores en el cálculo de los ángulos individuales. Nuevamente, se obtienen valores repetidos para cada ángulo individual y, como otra verificación del trabajo, estos deben compararse para verificar su concordancia. Como alternativa a cerrar el horizonte observando direcciones, cada ángulo individual podría medirse independientemente utilizando los procedimientos descritos en la Sección 8.8. Después de observar todos los ángulos alrededor del horizonte, también podría calcularse su suma y compararse con 360°. Sin embargo, este procedimiento no es tan eficiente como cerrar el horizonte utilizando direcciones.

CERRANDO EL HORIZONTE EN LA ESTACIÓN A

Posición N°	Estación Visualizada	Lectura Directa	Lectura Inversa	Promedio	Ángulo
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
		° ′ ″	° ′ ″	° ′ ″	° ′ ″
1	B	0 00 00	0 00 00	0 00 00	
	C	42 12 12	42 12 14	42 12 13	42 12 13
	D	102 08 26	102 08 28	102 08 27	59 56 14
	B	0 00 02	0 00 02	0 00 02	257 51 35
				Sum	360 00 02
2	B	0 00 00	0 00 00	0 00 00	
	C	42 12 12	42 12 14	42 12 13	42 12 13
	D	102 08 28	102 08 28	102 08 28	59 56 15
	B	0 00 04	0 00 04	0 00 04	257 51 36
				Sum	360 00 04
3	B	0 00 00	0 00 00	0 00 00	
	C	42 12 14	42 12 12	42 12 13	42 12 13
	D	102 08 28	102 08 26	102 08 27	59 56 14
	B	0 00 04	0 00 00	0 00 02	257 51 35
				Sum	360 00 02
4	B	0 00 00	0 00 00	0 00 00	
	C	42 12 14	42 12 12	42 12 13	42 12 13
	D	102 08 32	102 08 28	102 08 30	59 56 17
	B	0 00 04	0 00 04	0 00 04	257 51 34
				Sum	360 00 04

Figura 8.12
Notas de campo (o cierre del horizonte en la estación A de la Figura 8.9(c).

■ 8.1 1 OBSERVACIÓN DE ÁNGULOS DE DESVIACIÓN

Un ángulo de desviación es un ángulo horizontal observado desde la prolongación de la línea anterior, derecha o izquierda, hasta la línea siguiente. En la Figura 8.13(a), el ángulo de deflexión en F es de 12°15'10" a la derecha (12°15'10"D), y el ángulo de deflexión a la izquierda en G es de 16°20'27"I. Una línea recta entre puntos terminales es teóricamente la ruta más económica para construir y mantener en carreteras, ferrocarriles, oleoductos, canales y líneas de transmisión. En la práctica, los obstáculos y las condiciones del terreno y el uso del suelo requieren curvas en la ruta, pero las desviaciones de una línea recta se mantienen lo más pequeñas posible. Si un instrumento está en perfecto ajuste (lo cual es poco probable), el ángulo de deflexión en F [véase la Figura 8.13(a)] se observa poniendo el círculo a cero y apuntando hacia atrás en el punto E con el telescopio en la posición directa. Luego, el telescopio se sumerge a su posición invertida, lo que coloca la línea de visión en EF extendida, como se muestra discontinuo en la figura. Se libera el bloqueo horizontal para la mira delantera. Se alinea el punto G, se fija el bloqueo horizontal, se coloca cuidadosamente la cruz filar vertical en la marca mediante el tornillo tangente horizontal y se lee el ángulo. Los ángulos de deflexión están sujetos a errores graves si el instrumento no está ajustado, especialmente si la línea de visión no es perpendicular al eje horizontal (véase la Sección 8.15). En esta situación, los ángulos de deflexión pueden leerse como mayores o menores que sus valores correctos, dependiendo de si la línea de visión después de la inmersión está a la derecha o a la izquierda de la prolongación verdadera [véase la Figura 8.13(b)]. Para eliminar errores por esta causa, los ángulos se suelen duplicar o cuadriplicar mediante el siguiente procedimiento: la primera referencia se toma con el círculo a cero y el telescopio en posición directa. Tras inmersión el telescopio, se observa el

ángulo y se guarda en la pantalla. Siguiendo los procedimientos especificados por el fabricante para mantener un ángulo en la pantalla, se toma una segunda referencia, manteniendo el primer ángulo y manteniendo el telescopio invertido. El telescopio se hunde nuevamente a la posición directa para la vista frontal, se libera la pantalla y se vuelve a observar el ángulo.

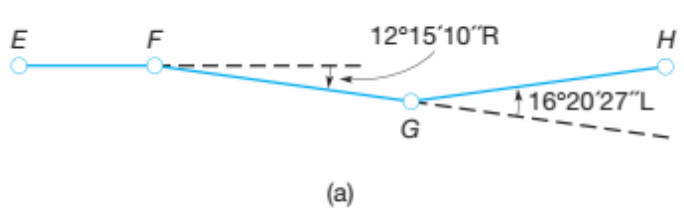


Figura 8.13
Ángulos de deflexión.

Dividir el ángulo total por 2 da un ángulo promedio del cual los errores instrumentales han sido eliminados por cancelación. En resumen, el método es el siguiente:

1. Mira hacia atrás con el telescopio directo. Sumérgete en modo inverso y observa el ángulo. Mantén el ángulo mostrado.

2. Mira hacia atrás con el telescopio todavía invertido. Sumérgete de nuevo en modo directo, suelta la visualización del ángulo y observa el ángulo.

3. Lee el ángulo total y divídelo por 2 para obtener un promedio.

Por supuesto, hacer cuatro, seis u ocho repeticiones y promediar puede aumentar la precisión en la observación del ángulo de dirección. La Figura 8.14 muestra la página izquierda de las notas de campo para observar los ángulos de deflexión en las estaciones F y G de la Figura 8.13(a). Se siguió el procedimiento que se acaba de describir. Se tomaron cuatro repeticiones de cada ángulo con el instrumento alternado de directo a inverso con cada repetición. Las lecturas se registraron sólo después de la primera, segunda y cuarta repetición. El ángulo final es la media obtenida al dividir el último valor registrado entre el número total de repeticiones (cuatro en este caso). El propósito de los dos primeros valores es sólo proporcionar comprobaciones: es decir, la segunda lectura debe ser el doble de la primera y el ángulo medio final debe ser igual al primero, permitiendo, por supuesto, errores aleatorios. Si se produce un error, como en el primer conjunto de ángulos observados en la estación G de la Figura 8.14, se deben trazar líneas que tachen los datos incorrectos, escribir la palabra "ANULADO" junto a ellos y repetir las observaciones. En este conjunto de datos anulados, la mitad del segundo valor registrado (16°20'28") concuerda razonablemente bien con el primer valor (16°20'30"), pero la media final (16°20'00") no concuerda con el primer valor registrado. Por lo tanto, ese conjunto de datos se descarta.

ÁNGULOS DE DESVIACIÓN

Estación	BS/FS Est.	N° Repeticiones		Círculo Rdg	Ángulo Principal	Derecha/ Izquierda
			'	° ′ ″	° ′ ″	
	E	1		12 15 12		
F		2		24 30 20		
	G	4		49 00 40	12 15 10	R
	F	1		16 20 30		
G		2		~~32 40 56~~	ANULADO	
	H	4		65 20 00	16 20 00	L
	F	1		16 20 24		
G		2		32 40 52		
	H	4		65 21 48	16 20 27	L

Figura 8.14
Notas de campo para medir ángulos de deflexión (DESVÍO)

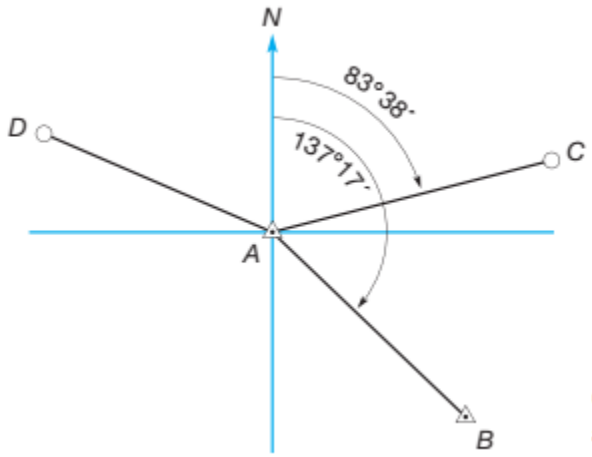


Figura 8.15
Orientación por acimuts.

■ 8.12 OBSERVACIÓN DE AZIMUTS

Los azimuts se observan desde una dirección de referencia que debe determinarse a partir de (a) un estudio previo, (b) la aguja magnética, (c) una observación solar o estelar, (d) observaciones GPS, (e) un giroscopio buscador del norte o (f) una suposición. Suponga que en la Figura 8.15 se sabe que el azimut de la línea AB es 137°17'00" desde el norte. El azimut de cualquier otra línea que comience en A, como AC en la figura, se puede encontrar directamente utilizando un instrumento de estación total. En este proceso, con el instrumento configurado y centrado sobre la estación A, y nivelado, primero se toma una referencia hacia atrás en el punto B. Luego, el azimut de la línea AB (137°17'00") se establece en el círculo horizontal utilizando el teclado. El instrumento ahora está "orientado", ya que la línea de visión está en una dirección conocida con el acimut correspondiente en el círculo horizontal. Si el círculo se girara hasta que marcara 0°, el telescopio apuntaría hacia el norte (a lo largo del meridiano). Los siguientes pasos son aflojar el bloqueo horizontal, girar el telescopio en sentido horario hasta C y leer la dirección resultante, que es el acimut de AC, y en este caso es 83°38'00". En la Figura 8.15, si el instrumento se configura en el punto B en lugar del A, el acimut de BA (317°17'00") o el acimut posterior de AB se coloca en el círculo y se avista el punto A. Se libera el bloqueo horizontal y se toman medidas en los puntos cuyos acimuts desde B se desean. Nuevamente, si el instrumento se gira hasta que el círculo marca cero, el telescopio apunta al norte (o a lo largo del meridiano de referencia). Siguiendo este procedimiento en cada estación sucesiva de una poligonal, por ejemplo en A, B, C, D, E y F de la poligonal de la Figura 7.2(a), se pueden determinar los acimuts de todas las líneas de la poligonal. Con una poligonal cerrada como la de la Figura 7.2(a), la estación A debe ocuparse una segunda vez y el acimut de AB debe determinarse de nuevo para que sirva como comprobación del trabajo.

■ 8.13 OBSERVACIÓN DE ÁNGULOS VERTICALES

Un ángulo vertical es la diferencia de dirección entre dos líneas que se intersecan medidas en un plano vertical. Los ángulos verticales se pueden observar como ángulos de altitud o cenitales. Un ángulo de altitud es el ángulo por encima o por debajo de un plano horizontal que pasa por el punto de observación. Los ángulos por encima del plano horizontal se denominan ángulos positivos o de elevación. Los inferiores son ángulos negativos o de depresión. Los ángulos cenitales se miden con el cero en el círculo vertical orientado hacia el cenit del instrumento y, por lo tanto, van de 0° a 360° en un círculo en sentido horario alrededor del eje horizontal del instrumento. La mayoría de los instrumentos de estación total están diseñados para mostrar los ángulos cenitales en lugar de los ángulos de altitud. En forma de ecuación, la relación entre los ángulos de altitud y los ángulos cenitales es:

Modo Directo $\alpha = 90° - z$ **(8.2a)**

Modo Inverso $\alpha = z - 270°$ **(8.2b)**

donde z y α son los ángulos cenital y de altitud, respectivamente. Con una estación total, por lo tanto, una lectura de 0° corresponde al telescopio apuntando verticalmente hacia arriba. En el modo directo, con el telescopio horizontal, la lectura cenital es de 90° y si el telescopio está elevado 30° por encima de la horizontal, la lectura es de 60°. En el modo inverso, la lectura horizontal es de 270° y con el telescopio elevado 30° por encima del horizonte es de 300°. Los

ángulos de altitud y los ángulos cenitales se observan en la nivelación trigonométrica y en el trabajo EDM para la reducción de las distancias de pendiente observadas a la horizontal. La observación de ángulos cenitales con un instrumento de estación total sigue los mismos procedimientos generales que los que se acaban de describir para los ángulos horizontales, excepto que un compensador automático orienta el círculo vertical. Al igual que con los ángulos horizontales, los errores instrumentales en las observaciones de ángulos verticales se compensan calculando la media a partir de un número igual de mediciones directas e inversas. Con los ángulos cenitales, la media se calcula a partir de:

$$\bar{z}_D = \frac{\Sigma z_D}{n} + \frac{n(360°) - (\Sigma z_D + \Sigma z_R)}{2n} \qquad (8.3)$$

donde $\bar{z}_D$ es el valor medio del ángulo cenital (expresado según su valor de modo directo), Σz_D la suma de los ángulos cenitales directos, Σz_R la suma de los ángulos inversos y n el número de pares z_D y z_R de ángulos cenitales leídos. La última parte de la Ecuación (8.3) explica el error de indexación presente en el instrumento. Existe un error de indexación si 0° en el círculo vertical no está realmente en el cenit con el instrumento en modo directo. Esto hará que todos los ángulos verticales leídos en este modo tengan un error de una cantidad constante. Para cualquier instrumento, también existirá un error de la misma magnitud en el modo inverso, pero será de signo algebraico opuesto. La presencia de un error de indexación en un instrumento puede detectarse observando los ángulos cenitales en un punto bien definido en ambos modos del instrumento. Si la suma de los dos valores no es igual a 360°, existe un error de indexación. Para eliminar el efecto del error de indexación, se debe realizar un número igual de observaciones de ángulos directos e inversos, y promediarlas. El promedio normalmente lo realiza el microprocesador de la estación total. Aunque no exista un error de indexación, para mayor seguridad, los topógrafos experimentados siempre adoptan procedimientos de campo que eliminan errores en caso de que el instrumento esté desajustado. Con algunos instrumentos de estación total, los errores de indexación de los ángulos cenitales se pueden eliminar mediante cálculo, después de realizar un procedimiento de calibración con el instrumento. El microprocesador realiza los cálculos y los aplica a los ángulos antes de visualizarlos. Los procedimientos para realizar esta calibración varían según el fabricante y se detallan en los manuales que acompañan al equipo.

- **Ejemplo 8.1**
  Se leyó un ángulo cenital dos veces, en sentido directo, obteniendo valores de 70°00'10" y 70°00'12", y dos veces en sentido inverso, obteniendo valores de 289°59'44" y 289°59'42". ¿Cuál es el ángulo cenital medio?

  Solución: Se leyeron dos pares de ángulos cenitales, por lo que n = 2. La suma de los ángulos directos es 140°00'22" y la de los inversos es 579°59'26". Luego, por la ecuación (8.3)

$$\bar{z}_D = \frac{140°00'22''}{2} + \frac{2(360°) - (140°00'22'' + 579°59'26'')}{2 \times 2}$$
$$= 70°00'11'' + 0°00'03'' = 70°00'14''$$

Nótese que el valor de 03" de la última parte de la ecuación (8.3) es el error de índice.

■ 8.14 MIRAS Y MARCAS

Los objetos comúnmente usados para miras cuando los instrumentos de estación total se usan sólo para observaciones de ángulos incluyen jalones de prisma, pasadores de cadena, lápices, cuerdas de plomada, reflectores y objetivos montados en trípode. Para miras cortas, se prefiere una cuerda a un jalón de prisma porque el diámetro pequeño permite una mira más precisa. Pequeños objetivos rojos y blancos de plástico delgado o cartón colocados en la cuerda extienden la longitud de observación posible. Las marcas triangulares colocadas en prismas como se muestra en la Figura 8.16 (a) proporcionan excelentes objetivos tanto a distancias de visión cortas como a distancias más largas. Se introduce un error si el jalón de prisma mirado no está a plomo. El jalón se mantiene vertical por medio de una burbuja circular. [La burbuja se debe verificar regularmente para verificar su ajuste y ajustarse si es necesario (ver Sección

8.19.5)]. La persona que sostiene el prisma tiene que tomar precauciones especiales al aplomar el jalón, observando cuidadosamente la burbuja circular en el jalón. Se han desarrollado bípodes como el que se muestra en la Figura 8.16(b) y trípodes para sujetar el jalón durante sesiones de observación desde múltiples ángulos. El jalón de prisma que se muestra en la Figura 8.16(b) tiene graduaciones para determinar fácilmente la altura del prisma. La montura del trípode que se muestra en la Figura 8.16(a) se centra sobre el punto utilizando la plomada óptica de la base nivelante. Al apuntar un jalón de prisma, la cruz filar vertical debe dividir el jalón justo debajo del prisma. Pueden producirse errores si se apunta el prisma, especialmente en líneas cortas, ya que cualquier desalineación de la cara del prisma con la línea de visión provocará un apuntamiento desviado en el prisma. En trabajos de diseño de construcción y en cartografía topográfica, se pueden establecer puntos de referencia permanentes hacia atrás y hacia adelante. Estos pueden ser marcas en estructuras como muros, campanarios, tanques de agua y puentes, o pueden ser objetivos artificiales fijos. Proporcionan puntos definidos en los que el operador del instrumento puede verificar la orientación sin la ayuda de un operador. El error en un ángulo horizontal debido a un descentrado de la línea de visión sobre un objetivo, o a un objetivo demasiado grande, se puede determinar con la Ecuación (8.1). Por ejemplo, supongamos que se utiliza un prisma de 20 mm de ancho como objetivo en una dirección de sólo 100 m. Suponiendo que la orientación estará dentro de la mitad del ancho del poste (10 mm), según la ecuación (8.1), el error en la dirección sería (0,01/100)206.264,8 = 21". Para un ángulo con ambas distancias de visibilidad de 100 m y suponiendo que las orientaciones son verdaderamente aleatorias, el error se propagaría según la ecuación (3.12) y resultaría en un error estimado en el ángulo de 21" $\sqrt{2}$, o aproximadamente 30". A partir de las relaciones ángulo-distancia de la sección 8.7, es fácil comprender la importancia de seleccionar buenos objetivos adecuados a las distancias de visibilidad en las observaciones angulares.

(a) (b)

Figura 8.16
(a) Prisma y objetivo de observación con base nivelante y adaptador, y (b) bastón y bípode, utilizados para medir distancias y ángulos horizontales con instrumentos de estación total. (Cortesía de Topcon Positioning Systems).

■ 8.15 PROLONGACIÓN DE UNA LÍNEA RECTA

En los levantamientos de ruta, las líneas rectas pueden continuarse desde un punto a través de varios otros. Para prolongar una línea recta desde una referencia, el alambre transversal vertical se alinea con el punto posterior mediante el movimiento inferior, el telescopio se sumerge y uno o más puntos se colocan adelante en la línea. Al inmersión el telescopio, puede ocurrir un error grave si la línea de visión no es perpendicular al eje horizontal. Sin embargo, los efectos de este error pueden eliminarse siguiendo los procedimientos de campo adecuados. El procedimiento utilizado se conoce como el principio de reversión. El método aplicado, en realidad doble reversión, se denomina doble centrado. La Figura 8.17 muestra un uso simple del principio para dibujar un ángulo recto con un

triángulo defectuoso. Las líneas OX y OY se dibujan con el triángulo en posiciones "normal" e "invertida". El ángulo XOY representa el doble del error en el triángulo en el vértice de 90°, y su bisectriz (mostrada en línea discontinua en la figura) establece una línea perpendicular a AB. Para prolongar la línea AB de la Figura 8.18 mediante doble centrado con una estación total cuya línea de visión no es perpendicular a su eje horizontal, el instrumento se coloca en B. Se toma una referencia hacia atrás en A con el telescopio en modo directo, y al inmersión el telescopio en posición inversa se fija el primer punto C'. Se libera el bloqueo del círculo horizontal y el telescopio gira en acimut para tomar una segunda referencia hacia atrás en el punto A, esta vez con el telescopio aún sumergido. El telescopio se sumerge de nuevo a su posición directa y se coloca el punto C". La distancia C'C" se biseca para obtener el punto C, en la prolongación de la línea AB. En resumen, el procedimiento es el siguiente:

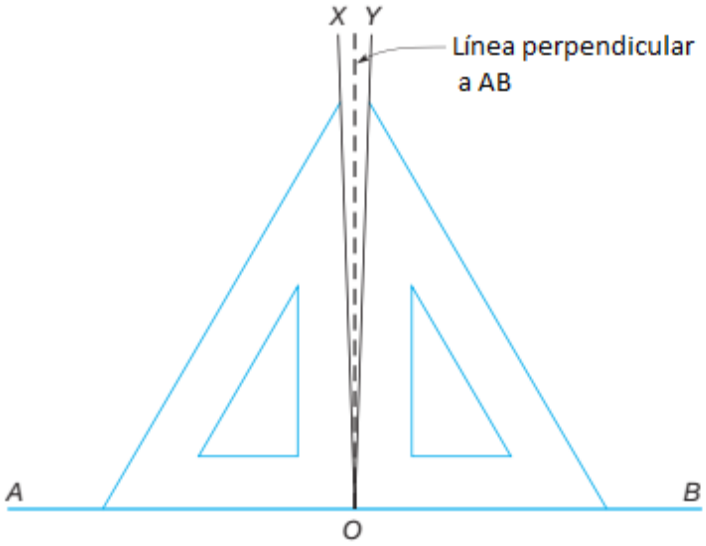


Figura 8.17
Principio de reversión.

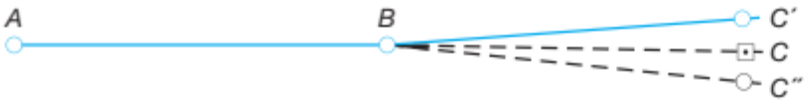


Figura 8.18
Doble centrado.

1. Punto de referencia en el punto A con el telescopio en línea recta. Inmersión a la posición de retroceso y ajuste el punto C'.

2. Punto de referencia en el punto A con el telescopio en línea recta. Inmersión a una posición de retroceso y ajuste el punto C".

3. Divida la distancia C'C" para localizar el punto C.

En el procedimiento anterior, cada vez que se inmerge el telescopio, el instrumento crea el doble de error total. Por lo tanto, al final del procedimiento, el error es cuatro veces mayor que el existente en el instrumento que se encuentra entre los puntos C" y C'. Para ajustar el instrumento, se debe desplazar la retícula para que el cable transversal vertical retroceda un cuarto de la distancia desde C" hacia C'. En el caso de los instrumentos de estación total que tienen tornillos de cabrestante expuestos para ajustar sus retículas, se puede realizar un ajuste en el campo. Sin embargo, generalmente es mejor dejar este ajuste en manos de expertos cualificados. Si el ajuste se realiza en el campo, debe ser ¡Hecha con mucho cuidado! La Figura 8.19 muestra la condición después de completar el ajuste. Dado que cada retícula tiene dos juegos de tornillos de cabrestante opuestos, es importante aflojar un tornillo antes de apretar el opuesto en la misma medida. Una vez completado el ajuste, debe repetirse el procedimiento para comprobarlo.

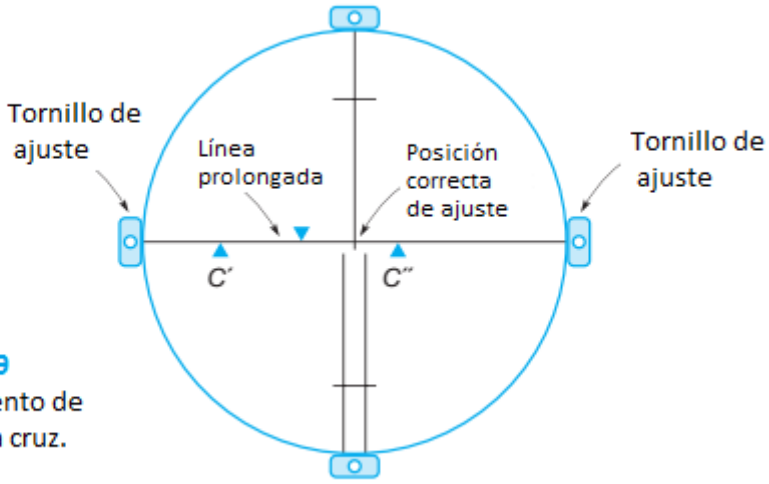


Figura 8.19
Procedimiento de ajuste de la cruz.

■ 8.16 BALANCEO

Ocasionalmente, es necesario colocar un instrumento en una línea entre dos puntos ya establecidos, pero no visibles entre sí; por ejemplo, A y B en la Figura 8.20. Esto se puede lograr mediante un proceso llamado balanceo o meneo. Se estima la ubicación de un punto de prueba C' en la línea y se coloca el instrumento sobre él. Se toma una mira del punto A desde el punto C' y se inmerge el telescopio. Si la línea de mira no pasa por B, el instrumento se mueve lateralmente una distancia CC' estimada a partir de la proporción CC' = BB' x AC/AB, y se repite el proceso. Pueden requerirse varios intentos para ubicar el punto C con exactitud o lo suficientemente cerca para el propósito en cuestión. El cabezal móvil del instrumento se utiliza para realizar el pequeño ajuste final. Un método para obtener una primera aproximación cercana del punto C requerido requiere dos personas, **X** capaz de ver el punto A y la persona **Y** teniendo el punto B visible, como se muestra en la Figura 8.20. Cada uno se alinea con el otro en el punto visible mediante una serie de ajustes, y se colocan dos jalones con una separación mínima de 6 metros en el recorrido establecido. Un instrumento colocado en el punto C, alineado con los jalones, debe estar a unas pocas décimas de pie de la ubicación requerida. A partir de ahí, el proceso de ajuste puede avanzar más rápidamente.

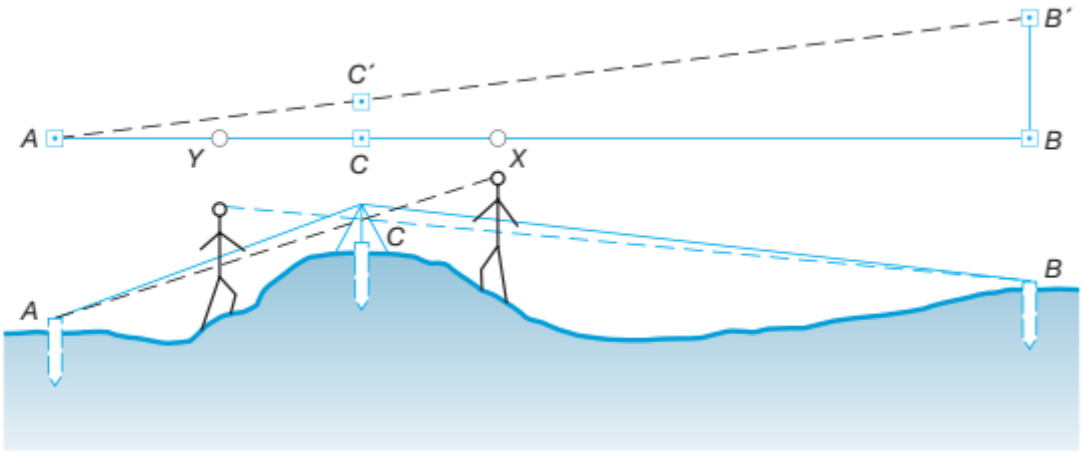


Figura 8.20
Balanceo

■ 8.17 POLIGRÁFICA ALEATORIA

En muchos levantamientos topográficos es necesario correr una línea entre dos puntos establecidos que no son intervisibles debido a obstrucciones. Esta situación surge repetidamente en levantamientos topográficos de propiedades. Para resolver el problema, se corre una poligonal aleatoria desde un punto en la dirección aproximada del otro. Utilizando los procedimientos de cálculo de coordenadas presentados en el Capítulo 10, se calculan las coordenadas de las estaciones a lo largo de la poligonal aleatoria. Utilizando estos mismos procedimientos de cálculo, se calculan las coordenadas de los puntos a lo largo de la línea "verdadera" y se calculan las observaciones necesarias

para replantear puntos en la línea a partir de las coordenadas. Con los recolectores de datos, las coordenadas calculadas se pueden determinar automáticamente en el campo y luego replantear utilizando las funciones del recolector de datos. Como ejemplo específico de una poligonal aleatoria, considere el caso que se muestra en la Figura 8.21 donde es necesario correr la línea X-Y. Con base en un rumbo de brújula, o información de mapas u otras fuentes, se estima la dirección general a seguir, y a la línea de partida X-1 se le da un acimut supuesto. Luego se ejecuta la poligonal aleatoria X-1-2-3-Y, y se determinan las coordenadas de todos los puntos. Con base en estos cálculos, también se calculan las coordenadas de los puntos A y B, que están en la línea X-Y. Luego se calculan la distancia y la dirección necesarias para establecer A con un instrumento establecido en el punto 1 utilizando los procedimientos explicados en el Capítulo 10. De manera similar, se determinan y establecen las coordenadas de B desde la estación 2. Usando un colector de datos, estos cálculos se pueden realizar automáticamente. Este procedimiento, conocido como replanteo, se explica en el Capítulo 23. Una vez que se han calculado los ángulos y las distancias para replantear los puntos A y B, el procedimiento de replanteo real se facilita operando el instrumento de estación total en su modo de seguimiento (consulte la Sección 6.21 y el Capítulo 23). Si se dispone de una estación total robótica, una sola persona puede realizar el procedimiento de trazado. Este método de establecer puntos en una línea sólo es práctico cuando no es físicamente posible la visualización directa a lo largo de la línea.

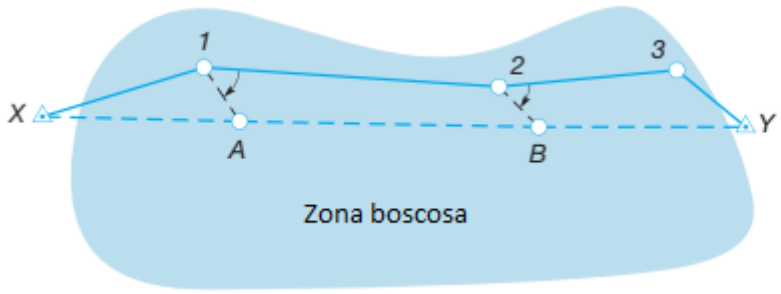


Figura 8.21
Travesía aleatoria X-1-2-3-Y.

■ 8.18 ESTACIONES TOTALES PARA DETERMINAR DIFERENCIAS DE ELEVACIÓN

Con un instrumento de estación total, las distancias verticales calculadas entre puntos se pueden obtener en tiempo real a partir de las distancias de pendiente observadas y los ángulos cenitales. De hecho, esta es la base para la nivelación trigonométrica (ver Sección 4.5.4). Varios estudios han comparado las precisiones de las diferencias de elevación obtenidas por nivelación trigonométrica utilizando instrumentos de estación total modernos con aquellas logradas por nivelación diferencial como se discutió en los Capítulos 4 y 5. Las precisiones de nivelación trigonométrica siempre han estado limitadas por errores instrumentales (discutidos en la Sección 8.20) y los efectos de la refracción (ver Sección 4.4). Incluso con estos problemas, las elevaciones derivadas de un levantamiento de estación total son de suficiente precisión para muchas aplicaciones tales como para mapeo topográfico y otros trabajos de orden inferior. Sin embargo, los estudios han sugerido que se pueden obtener resultados de orden alto en nivelación trigonométrica siguiendo procedimientos específicos. Las pautas sugeridas son:
(1) coloque el instrumento entre dos prismas de modo que las distancias de visibilidad sean apropiadas para la precisión angular del instrumento, utilizando la Figura 8.22 como $guía^3$;
(2) utilice paneles de objetivo con los prismas;
(3) mantenga las alturas de las miras iguales de modo que su medición sea innecesaria;
(4) observe las distancias verticales entre los prismas utilizando dos conjuntos $completos^4$ de observaciones como mínimo;
(5) mantenga las distancias de visibilidad aproximadamente iguales; y
(6) aplique todas las correcciones atmosféricas y constantes de reflector necesarias como se analiza en el Capítulo 6.

Este tipo de nivelación trigonométrica se puede realizar más rápido que la nivelación diferencial, especialmente en terrenos accidentados donde las distancias de visibilidad son limitadas debido a los cambios rápidos de elevación. En la Figura 8.23 se muestra un conjunto de notas de la nivelación trigonométrica. La columna
(a) enumera los identificadores de las estaciones de vista atrás y vista adelante y las posiciones del telescopio [directa (D) e inversa (R)] para cada observación;
(b) tabula las distancias verticales de vista atrás, (BS+);
(c) enumera las distancias horizontales de referencia hacia atrás al decímetro más cercano;
(d) da las distancias verticales de referencia hacia adelante, (FS—);

(e) enumera las distancias horizontales de previsión redondeadas al decímetro más cercano; y
(f) contabiliza las diferencias de elevación entre las estaciones, calculadas como la diferencia entre las distancias verticales de la estación base y las distancias verticales de la estación base.

La diferencia de elevación observada entre las estaciones A y E es de 8,405 m.

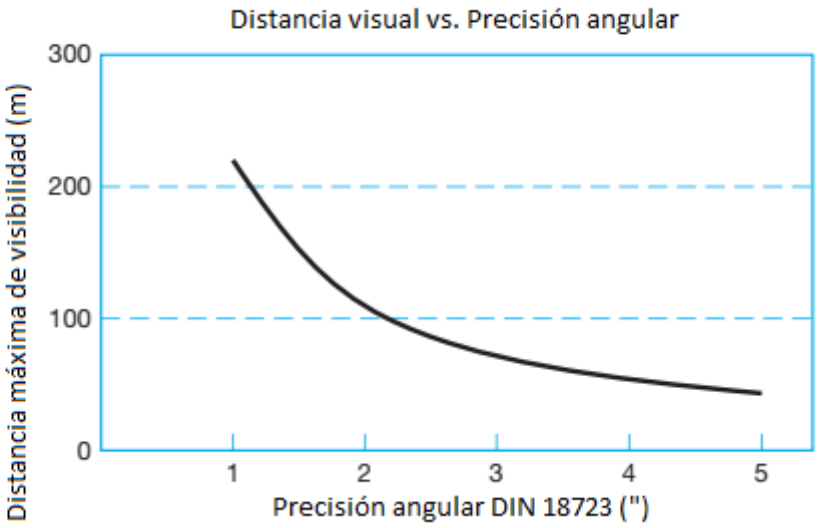


Figura 8.22
Gráfico de la distancia de visibilidad apropiada frente a la precisión angular.

3 *En la Sección 8.21 se proporciona una descripción de la norma DIN18723 indicada en la Figura 8.22.*
4 *Un conjunto de observaciones incluye una determinación de elevación tanto en la posición directa como en la inversa.*

NOTAS TRIGONOMÉTRICAS DE NIVELACIÓN

(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Sta/Pos	BS(+)	BD	FS(−)	FD	ΔElev
A					
D	1.211	98.12	1.403	86.34	
D	1.210		1.403		
R	1.211		1.404		
R	1.211		1.403		
Significa	1.2108		1.4033		−0.192
B					
D	−5.238	101.543	−9.191	93.171	
D	−5.236		−9.191		
R	−5.238		−9.193		
R	−5.237		−9.192		
Significa	−5.2373		−9.1918		3.954
C					
D	4.087	73.245	−3.849	97.392	
D	4.088		−3.851		
R	4.086		−3.849		
R	4.087		−3.849		
Significa	4.0870		−3.8495		7.936
D					
D	3.214	89.87	6.507	97.392	
D	3.214		6.507		
R	3.214		6.508		
R	3.215		6.507		
Significa	3.2143		6.5072		−3.293
E					
				Sum	8.405

Figura 8.23
Notas de campo de nivelación trigonométrica.

■ 8.19 AJUSTE DE LOS INSTRUMENTOS DE ESTACIÓN TOTAL Y SUS ACCESORIOS

La precisión lograda con los instrumentos de estación total no depende únicamente de su capacidad para calcular ángulos y distancias. También se relaciona con los procedimientos del operador y el estado del instrumento y otros equipos periféricos que se utilicen con él. El procedimiento del operador se refiere a cuestiones como el centrado y la nivelación cuidadosos del instrumento, la orientación precisa a los objetivos y la observancia de los procedimientos de campo adecuados, como la toma de promedios de observaciones de ángulos múltiples realizadas tanto en posiciones directas como inversas.

En la Sección 8.2, se definieron tres ejes de referencia de un instrumento de estación total: (a) la línea de visión, (b) el eje horizontal y (c) el eje vertical. Estos instrumentos también tienen un cuarto eje de referencia, (d) el eje del nivel de burbuja (ver Sección 4.8). Para un instrumento correctamente ajustado, deben existir las siguientes relaciones entre estos ejes: (1) el eje del nivel de burbuja debe ser perpendicular al eje vertical, (2) el eje horizontal debe ser perpendicular al eje vertical y (3) la línea de visión debe ser perpendicular al eje horizontal. Si no existen estas condiciones, aún se pueden realizar observaciones precisas siguiendo los procedimientos adecuados. Sin embargo, es más conveniente si el instrumento está ajustado. Hoy en día, la mayoría de las estaciones totales tienen procedimientos de calibración que pueden compensar electrónicamente las condiciones (1) y (2) utilizando avistamientos de objetivos bien definidos con procedimientos definidos por menú que se pueden realizar en el campo. Sin embargo, si el operador tiene dudas sobre los procedimientos de calibración, siempre debe consultar a un técnico calificado. El ajuste para hacer que la línea de visión sea perpendicular al eje horizontal se describió en la Sección 8.15, y el procedimiento para hacer que el eje de la burbuja de la placa sea perpendicular al eje vertical se proporciona en la Sección 8.19.1. La prueba para determinar si el eje horizontal de una estación total es perpendicular a su eje vertical es simple. Con el instrumento en modo directo, se configura a una distancia conveniente de una superficie vertical alta, por ejemplo, la pared de un edificio de dos o tres pisos. Después de nivelar cuidadosamente el instrumento, apunte a un punto bien definido, digamos A, en lo alto de la pared, a un ángulo de altitud de al menos 30°, y fije el bloqueo horizontal. Gire (hunda) el telescopio sobre su eje horizontal para fijar un punto, B, en la pared debajo de A justo por encima del nivel del suelo. Hunda el telescopio para ponerlo en modo inverso, gire el telescopio 180° en acimut, apunte de nuevo al punto A y fije el bloqueo horizontal. Sumerja el telescopio para fijar otro punto, C, al mismo nivel que B. Si B y C coinciden, no es necesario ningún ajuste. Si los dos puntos no concuerdan, entonces el eje horizontal no es perpendicular al eje vertical. Si es necesario un ajuste para esta condición, el operador debe consultar el manual que viene con el instrumento o enviar el instrumento a un técnico cualificado. Los equipos periféricos que pueden afectar a la precisión incluyen bases nivelantes, plomadas, prismas y jalones de prisma. Las bases nivelantes deben proporcionar un ajuste perfecto sin deslizamiento. Las plomadas desajustadas hacen que los instrumentos se descentren sobre el punto. Los jalones de prisma torcidos o con burbujas circulares desajustadas también causan errores en la colocación del prisma sobre el punto que se está observando. Los prismas deben revisarse periódicamente para determinar sus constantes (véase la Sección 6.24.2) y sus valores deben almacenarse para su uso en la corrección de observaciones de distancia. Los topógrafos deben tener siempre presente el siguiente axioma: en la práctica, los instrumentos deben mantenerse siempre bien ajustados, pero utilizarse como si no lo estuvieran. En las siguientes subsecciones, se describen procedimientos para realizar ajustes relativamente sencillos en el equipo que pueden hacer que la observación sea más eficiente y cómoda, y también mejorar la precisión de los resultados.

8.19.1 AJUSTE DE LOS NIVELES DE BURBUJA DE LA PLACA

Como se mencionó anteriormente, se utilizan dos tipos de sistemas de nivelación en los instrumentos de estación total: (a) niveles de burbuja de la placa y (b) sistemas de nivelación electrónicos. Estos sistemas controlan el nivel fino del instrumento. Si un instrumento está equipado con una burbuja de nivel de placa, se puede comprobar fácilmente su estado de ajuste. Para realizar la prueba, primero se debe nivelar el instrumento siguiendo los procedimientos descritos en la Sección 8.5. Luego, después de centrar cuidadosamente la burbuja, se debe girar el telescopio 180° desde su posición inicial. Si la burbuja de nivel está ajustada, la burbuja permanecerá centrada. Si la burbuja se desvía del centro, el eje de la burbuja de nivel de placa no es perpendicular al eje vertical. La cantidad de recorrido de la burbuja indica el doble del error existente. Las burbujas de nivel suelen tener un tornillo de ajuste de cabrestante para subir o bajar un extremo del tubo. Si la burbuja de nivel está desajustada, se puede ajustar llevando la burbuja hasta la mitad de su posición centrada girando el tornillo. Repita la prueba hasta que la burbuja permanezca centrada durante una revolución completa del telescopio. Si el instrumento está equipado con un nivel electrónico, siga los procedimientos descritos en el manual del operador para ajustar el mecanismo de nivelación. Si una burbuja de placa está desajustada, el instrumento se puede usar sin ajustarlo y aún se pueden obtener resultados precisos, pero se deben seguir los procedimientos específicos descritos en la Sección 8.20.1.

8.19.2 AJUSTE DE TRÍPODES

Las tuercas de las patas del trípode deben estar apretadas para evitar el deslizamiento y la rotación del cabezal. Están correctamente ajustadas si cada pata del trípode cae lentamente por su propio peso cuando se coloca en posición horizontal. Si las tuercas están demasiado apretadas, o si se aplica presión a las patas transversalmente (lo que puede romperlas) en lugar de longitudinalmente para fijarlas en el suelo, el trípode está en una posición tensa. El resultado puede ser un movimiento inadvertido del cabezal del instrumento después de que el proceso de observación haya comenzado. Las patas del trípode deben estar bien separadas para proporcionar estabilidad y ajustarse de modo que el telescopio esté a una altura conveniente para el observador. Las zapatas del trípode deben estar apretadas. Los procedimientos de campo adecuados pueden eliminar la mayoría de los desajustes del instrumento, pero no hay ningún método que corrija un trípode en mal estado con patas de madera secas, excepto desecharlo o repararlo.

8.19.3 AJUSTE DE LAS BASES NIVELANTES

La base nivelante es un componente esencial para una configuración segura y precisa. Consta de un mínimo de tres componentes:
(1) un mecanismo de sujeción,
(2) tornillos de nivelación y
(3) una burbuja de nivel circular.

Como se muestra en la Figura 8.3, algunas bases nivelantes también contienen una plomada óptica para centrarlas sobre una estación. El mecanismo de sujeción consta de tres correderas que aseguran tres postes que sobresalen de la base del instrumento o del adaptador de la base nivelante. A medida que la base nivelante se desgasta, es posible que el mecanismo de sujeción no asegure lo suficiente el instrumento durante los procedimientos de observación. Cuando esto sucede, el instrumento se moverá en la base nivelante después de haber sido sujetado, y la base nivelante debe repararse o reemplazarse.

8.19.4 AJUSTE DE LAS PLOMADAS

La línea de visión de una plomada debe coincidir con el eje vertical del instrumento. Existen dos situaciones diferentes:

(1) la plomada está encerrada en la alidada del instrumento y gira con él cuando se gira en acimut, o
(2) la plomada es parte de la base nivelante que está sujeta al trípode y no gira en acimut.

Para ajustar una plomada contenida en la alidada, coloque el instrumento sobre un punto fino y apunte la línea de visión exactamente hacia él girando los tornillos de nivelación. Ajuste cuidadosamente cualquier paralaje existente. Gire el instrumento 180° en acimut. Si el retículo de la plomada se mueve fuera del punto, tráigalo hasta la mitad de su recorrido por medio de los tornillos de ajuste proporcionados. Estos tornillos son similares a los que se muestran en la Figura 8.19. Como con cualquier ajuste, repita la prueba para verificar el ajuste y corregir si es necesario. Para el segundo caso donde la plomada óptica es parte de la base nivelante, coloque cuidadosamente el instrumento, con la base nivelante colocada, de lado (horizontalmente) sobre una base estable como un banco o escritorio, y fíjelo firmemente. Fije una hoja de papel en una pared vertical al menos a seis pies de distancia, de modo que esté en el campo de visión del telescopio de la plomada óptica. Con el seguro horizontal fijado, marque la posición de la línea de visión de la plomada óptica en el papel. Suelte el seguro horizontal y gire la base nivelante 180°. Si la retícula de la plomada óptica se mueve fuera del punto, tráigala hasta la mitad de su recorrido por medio de los tornillos de ajuste. Centre la retícula en el punto de nuevo con los tornillos de nivelación y repita la prueba.

8.19.5 AJUSTE DE LAS BURBUJAS DEL NIVEL ESFÉRICO

Si una burbuja de nivel esférico en una estación total no permanece centrada cuando el instrumento se gira en acimut, la burbuja está desajustada. Se debe corregir, aunque un ajuste preciso es innecesario porque no controla la nivelación fina de los ejes de referencia. Para ajustar la burbuja, nivele cuidadosamente el instrumento utilizando la burbuja de placa y luego centre la burbuja circular utilizando sus tornillos de ajuste. Las burbujas circulares utilizadas en jalones de prisma y varillas de nivel deben estar bien ajustadas para un trabajo preciso. Para ajustarlas, oriente cuidadosamente la varilla o jalón verticalmente alineándola paralela a una plomada larga y fíjela en esa posición usando calzas y abrazaderas en C. Luego, centre la burbuja en el vial usando los tornillos de ajuste. Algunos proveedores han fabricado adaptadores especiales para facilitar el ajuste de la burbuja de nivel circular en jalones o varillas. Para instrumentos como niveles automáticos que no tienen burbujas de placa, utilice el siguiente procedimiento. Para ajustar la burbuja, céntrela cuidadosamente usando los tornillos de nivelación y gire el

instrumento 180° en azimut. La mitad del recorrido de la burbuja se corrige manipulando los tornillos de ajuste del vial. Después del ajuste, la burbuja debe centrarse usando los tornillos de nivelación y repetir la prueba.

- ## LOS ERRORES EN EL USO DE ESTACIONES TOTALES

Los errores en el trabajo con Estaciones Totales resultan de fuentes instrumentales, naturales y personales. Estos se describen en las subsecciones que siguen.

8.20.1 ERRORES INSTRUMENTALES

La Figura 8.24 muestra los ejes de referencia fundamentales de una estación total. Como se explicó en la Sección 8.19, para un instrumento correctamente ajustado, los cuatro ejes deben guardar relaciones específicas entre sí. Estas son:

(1) el eje vertical debe ser perpendicular al eje del nivel de burbuja,
(2) el eje horizontal debe ser perpendicular al eje vertical, y
(3) el eje de visión debe ser perpendicular al eje horizontal.

Si estas relaciones no son verdaderas, se producirán errores en los ángulos medidos a menos que se observen los procedimientos de campo adecuados. A continuación, se presenta una discusión de los errores causados por el desajuste de estos ejes y de otras fuentes de errores instrumentales.

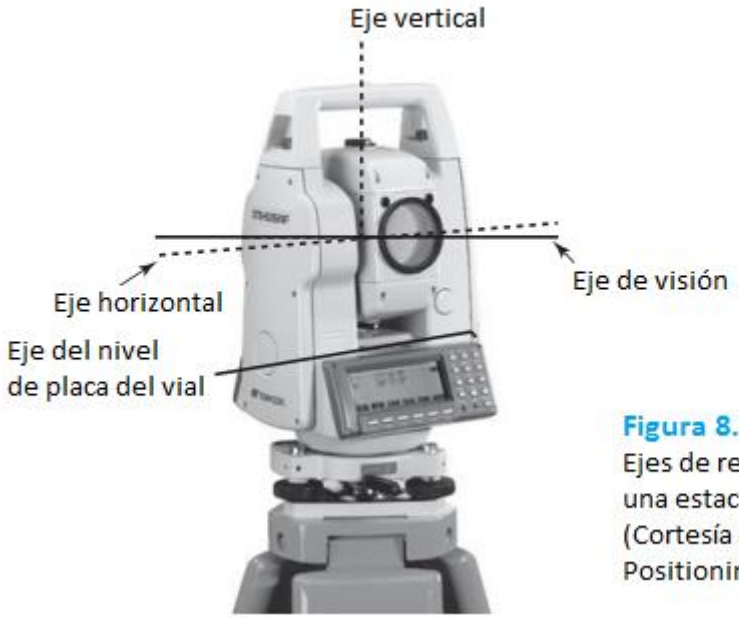


Figura 8.24
Ejes de referencia de una estación total. (Cortesía de Topcon Positioning Systems).

1. Burbuja de placa desajustada. Si el eje de la burbuja de placa no es perpendicular al eje vertical, este último no será verdaderamente vertical cuando la burbuja de placa esté centrada. Esta condición causa errores en los ángulos horizontales y verticales observados que no se pueden eliminar promediando las lecturas directas e inversas. La burbuja de placa está desajustada si, después de centrarla, se mueve cuando el instrumento gira 180° en acimut. La situación se ilustra en la Figura 8.25.

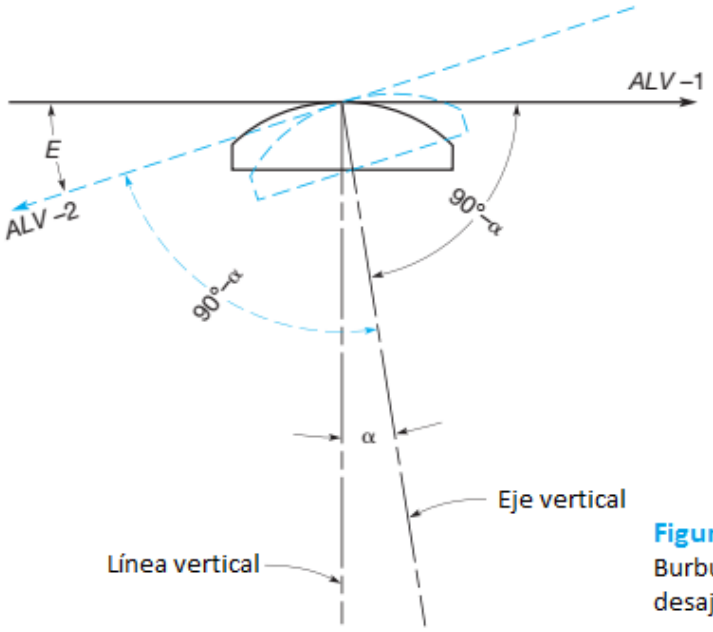


Figura 8.25
Burbuja de placa desajustada.

Con el telescopio inicialmente apuntando hacia la derecha y con la burbuja centrada, el eje del nivel de burbuja es horizontal, como lo indica la línea continua etiquetada como ALV-1. Debido a que el nivel de burbuja está desajustado, no es perpendicular al eje vertical del instrumento, sino que forma un ángulo de 90° — α con él. Después de girar el telescopio 180°, apunta a la izquierda y el eje del nivel de burbuja está en la posición indicada por la línea discontinua etiquetada como ALV-2. El ángulo entre el eje del nivel de burbuja y el eje vertical sigue siendo de 90° — α, pero como se muestra en la figura, su desnivelación indicada, o recorrido de burbuja, es E. De la geometría de la figura, E = 2α es el doble del desajuste de la burbuja. El eje vertical puede hacerse verdaderamente vertical llevando la burbuja hacia atrás la mitad del recorrido de la burbuja, utilizando los tornillos de la base. Entonces, aunque no esté centrada, la burbuja debería permanecer en la misma posición mientras el instrumento gira en azimut, y se pueden observar ángulos precisos. Aunque se pueden usar instrumentos para obtener resultados precisos con sus burbujas de placa desajustadas, esto resulta inconveniente y requiere mucho tiempo, por lo que el ajuste requerido debe realizarse como se explica en la Sección 8.19.1.

Como se mencionó anteriormente, algunas estaciones totales están equipadas con compensadores de doble eje, que pueden detectar automáticamente la cantidad y la dirección de la inclinación del eje vertical. Pueden realizar correcciones computacionales en tiempo real tanto en ángulos horizontales como verticales para esta condición. Los instrumentos equipados con compensadores de un solo eje solo pueden corregir ángulos verticales. Se deben seguir los procedimientos descritos en los manuales que acompañan a los instrumentos para eliminar adecuadamente cualquier error. Como se indicó en la Sección 8.8, los instrumentos de estación total con compensadores de doble eje pueden aplicar una corrección matemática a los ángulos horizontales, que tiene en cuenta cualquier desnivelación de los ejes horizontal y vertical. En la Figura 8.26, para apuntar al punto S, el telescopio se hunde hacia arriba. Debido a que el instrumento está desalineado, la línea de visión traza una línea inclinada SP' en lugar de la línea vertical requerida SP. El ángulo entre estas dos líneas es el grado de desnivelación del instrumento. A partir de esta figura, se puede demostrar que el error en la dirección horizontal, E_H, es

$$E_H = \alpha \tan(v) \qquad (8.4)$$

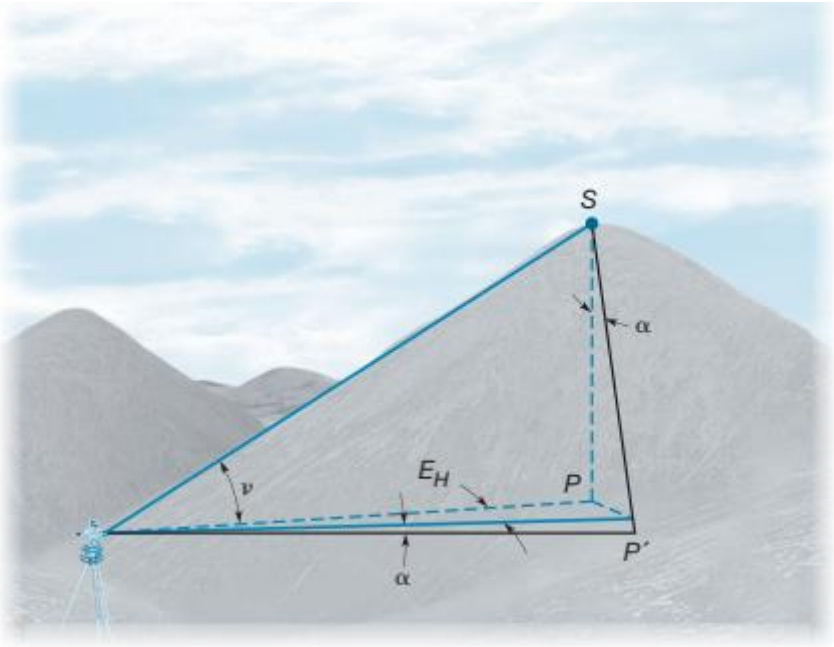


Figura 8.26
Geometría de la desnivelación del instrumento.

En la ecuación (8.4), v es el ángulo de altitud hasta el punto S. Para la observación de cualquier ángulo horizontal, si los ángulos de altitud tanto para la referencia atrás como para la referencia adelante son casi iguales, el error resultante en el ángulo horizontal es insignificante. En terreno llano, esto es aproximadamente así y el error debido a la desnivelación puede ser pequeño. Sin embargo, en terreno montañoso, donde las orientaciones de la referencia atrás y la referencia adelante pueden variar considerablemente, este error puede llegar a ser sustancial. Por ejemplo, supongamos que un instrumento que está 20" desnivelado lee un ángulo cenital de referencia atrás de 93° y el de referencia adelante de 80°. El error horizontal en la dirección de referencia atrás sería 20"tan(—3°) = —1,0" y en la referencia adelante es 20"tan(10°) = 3,5", lo que resulta en un error acumulativo en el ángulo horizontal de 3,5" — (—1") = 4,5". Este es un error sistemático que se vuelve más serio a medida que se observan ángulos verticales mayores. Es crítico en observaciones astronómicas para el azimut, como se discutió en el Capítulo 19. Dos cosas deberían ser obvias de esta discusión, es importante verificar

(1) el ajuste de la burbuja de la placa con frecuencia y
(2) verificar la posición de la burbuja durante el proceso de observación.

2. Eje horizontal no perpendicular al eje vertical. Esta situación hace que el eje de mira defina un plano inclinado a medida que se sumerge el telescopio y, por lo tanto, si la referencia atrás y la referencia adelante tienen diferentes ángulos de inclinación, se producirán ángulos horizontales incorrectos. Los errores de este origen pueden cancelarse promediando un número igual de lecturas directas e inversas, o mediante un doble centrado si se prolonga una línea recta. Con instrumentos de estación total con compensación de doble eje, este error puede determinarse en un proceso de calibración que consiste en apuntar cuidadosamente al mismo objetivo en modo directo e inverso. A partir de esta operación, el microprocesador puede calcular y almacenar un factor de corrección. Luego se aplica automáticamente a todos los ángulos horizontales observados posteriormente.

3. Eje de mira no perpendicular al eje horizontal. Si se da esta condición, al sumergir el telescopio, el eje de mira genera un cono cuyo eje coincide con el eje horizontal del instrumento. El mayor error de esta fuente ocurre al sumergir el telescopio, como al prolongar una línea recta o medir ángulos de deflexión. Además, cuando el ángulo de inclinación de la mira atrás no es igual al de la mira adelante, los ángulos horizontales observados serán incorrectos. Estos errores se eliminan mediante el doble centrado y promediando el mismo número de lecturas directas e inversas.

4. Error de indexación del círculo vertical. Como se indica en la Sección 8.13, cuando el eje de mira es horizontal, se debe leer un ángulo de altitud de cero o un ángulo cenital de 90° o 270°; de lo contrario, existe un error de indexación. El error se puede eliminar calculando la media a partir de un número igual de ángulos de altitud (o cenital) leídos en los modos directo e inverso. Con la mayoría de los instrumentos de estación total más nuevos, el error de indexación se puede determinar leyendo cuidadosamente el mismo ángulo cenital tanto directos como inversos. El valor del error de indexación se calcula, almacena y aplica automáticamente a todos los ángulos cenitales observados. Sin embargo, la determinación del error de indexación se debe realizar con cuidado durante

la calibración para garantizar que no se aplique un error de calibración incorrecto a todos los ángulos posteriores observados con el instrumento.

5. Excentricidad de centros. Esta condición existe si el centro geométrico del círculo horizontal (o vertical) graduado no coincide con su centro de rotación. Los errores de esta fuente suelen ser pequeños. Las estaciones totales también pueden estar equipadas con sistemas que promedian automáticamente las lecturas tomadas en lados opuestos de los círculos, compensando así este error.

6. Errores de graduación de círculos. Si las graduaciones alrededor de la circunferencia de un círculo horizontal o vertical no son uniformes, se producirán errores en los ángulos observados. Estos errores son generalmente muy pequeños. Algunas estaciones totales siempre utilizan lecturas tomadas de muchas ubicaciones alrededor de los círculos para cada ángulo horizontal y vertical observado, lo que proporciona un sistema elegante para eliminar estos errores.

7. Errores causados por equipos periféricos. Pueden producirse errores instrumentales adicionales debido a bases nivelantes desgastadas, plomadas desajustadas, trípodes inestables y jalones de observación con burbujas circulares desajustadas. Este equipo debe revisarse periódicamente y mantenerse en buen estado o ajustado. Los procedimientos para ajustar estos elementos se describen en la Sección 8.19.

8.20.2 ERRORES NATURALES

1. Viento. El viento hace vibrar el trípode sobre el que se apoya el instrumento de la estación total. En configuraciones altas, un viento suave puede hacer vibrar el instrumento hasta el punto de que las apuntaciones precisas se vuelven imposibles. Proteger el instrumento, o incluso suspender las observaciones en trabajos precisos, puede ser necesario en días ventosos. Una plomada óptica es esencial para realizar configuraciones en esta situación.

2. Efectos de la temperatura. Los diferenciales de temperatura causan una expansión desigual de varias partes de los instrumentos de la estación total. Esto hace que se formen burbujas, lo que puede producir observaciones erróneas. Proteger los instrumentos de fuentes de calor o frío extremos reduce los efectos de la temperatura.

3. Refracción. La refracción desigual dobla la línea de visión y puede causar un brillo aparente del objeto observado. Es deseable mantener las líneas de visión bien por encima del suelo y evitar miras cerca de edificios, chimeneas, vehículos e incluso objetos individuales grandes en espacios generalmente abiertos. En algunos casos, las observaciones pueden tener que posponerse hasta que las condiciones atmosféricas hayan mejorado.

4. Asentamiento del trípode. El peso de un instrumento puede provocar el asentamiento del trípode, especialmente al instalarlo en terreno blando o carreteras asfaltadas. Cuando un trabajo implique cruzar terreno pantanoso, se deben clavar estacas para sujetar las patas del trípode y completar el trabajo en una estación determinada lo antes posible. Acercarse a una pata del trípode o tocarla mientras se mira por el telescopio demostrará el efecto del asentamiento en la posición de la burbuja y los alambres cruzados. La mayoría de los instrumentos de estación total cuentan con sensores que avisan al operador cuando la desnivelación es demasiado grave para continuar la observación.

8.20.3 ERRORES PERSONALES

1. El instrumento no está configurado exactamente sobre el punto.

Centrar incorrectamente el instrumento sobre un punto resultará en la observación de un ángulo horizontal incorrecto. Como se muestra en la Figura 8.27, centrar incorrectamente el instrumento causará errores tanto en la dirección de la vista atrás como en la de la vista adelante de un ángulo. La cantidad de error depende de la posición del instrumento en relación con el punto. Por ejemplo, en la Figura 8.27(a), el descentrado que se muestra tendrá un efecto mínimo en el ángulo observado, ya que el error en la vista atrás a P1 cancelará parcialmente el error en la vista adelante a P2. Sin embargo, en las Figuras 8.27(b) y (c), el efecto del descentrado tiene un efecto máximo en los valores angulares observados. Dado que la posición del instrumento es aleatoria en relación con la estación, es importante centrarlo cuidadosamente sobre la estación al observar ángulos. La posición debe

verificarse a intervalos durante el tiempo que una estación está ocupada, para asegurarse de que permanece centrada.

2. Burbujas descentradas.

Las burbujas deben revisarse con frecuencia, pero NUNCA deben nivelarse entre una mira atrás y una mira adelante; sólo antes de comenzar y después de finalizar una posición angular.

3. Uso inadecuado de abrazaderas y tornillos tangentes.

El observador debe adquirir buenos hábitos operativos y ser capaz de identificar las diferentes abrazaderas y tornillos tangentes al tacto, sin mirarlos. El ajuste final de los tornillos tangentes siempre se realiza con un movimiento positivo para evitar holgura. Las abrazaderas deben apretarse sólo una vez y no volver a verificar su seguridad.

4. Enfoque deficiente.

Es necesario enfocar correctamente el ocular en la retícula y el objetivo en el blanco para evitar el paralaje. Los objetos avistados deben colocarse lo más cerca posible del centro del campo de visión. El enfoque afecta la puntería, lo cual es una fuente importante de error. En instrumentos más nuevos, como el Topcon GTS 600-AF que se muestra en la Figura 8.24, se proporciona enfoque automático del objetivo. Estos dispositivos son similares a las cámaras fotográficas modernas y pueden aumentar la velocidad del estudio cuando varían las distancias de visibilidad a los objetivos.

5. Miras demasiado precisas.

Comprobar repetidamente la posición de la retícula en un objetivo es una pérdida de tiempo y, de hecho, produce peores resultados que una observación rápida. La retícula debe alinearse rápidamente y la siguiente operación debe comenzar con prontitud.

6. Aplomado y colocación descuidados de la varilla.

Uno de los errores más comunes se debe a un aplomado descuidado de una varilla cuando el operador del instrumento, debido a la maleza u otros obstáculos, sólo puede ver la parte superior. Otro se debe a la colocación de una pértiga fuera de línea detrás del punto de observación.

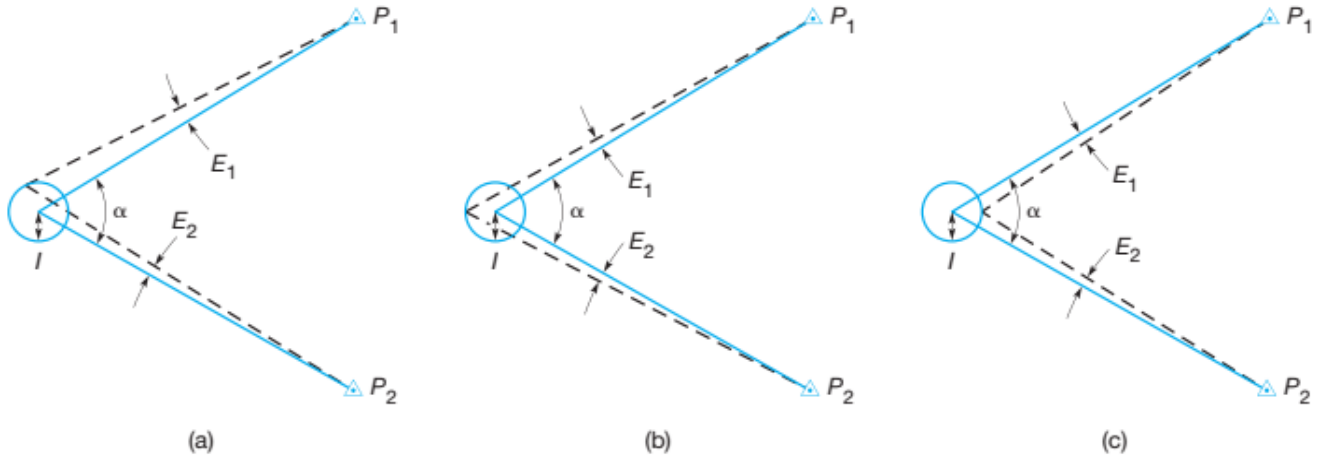


Figura 8.27 Efectos del descentrado del instrumento en un ángulo.

■ 8.21 PROPAGACIÓN DE ERRORES ALEATORIOS EN OBSERVACIONES DE ÁNGULOS

Los errores aleatorios están presentes en cada observación de ángulo horizontal. Siempre que se leen los círculos de un instrumento, se introduce un pequeño error en el ángulo medido final. De manera similar, cada operador

tendrá algún descentrado en el objetivo. Estas fuentes de error son aleatorias. Pueden ser pequeñas o grandes, dependiendo del instrumento, el operador y las condiciones en el momento de la observación del ángulo. Aumentar el número de repeticiones de ángulos puede reducir los efectos de la lectura y el apuntamiento. Con la introducción de los instrumentos de estación total, se desarrollaron estándares para estimar errores en observaciones de ángulos causados por la lectura y el apuntamiento en un objetivo bien definido. Los estándares, llamados DIN 18723, proporcionan valores para errores estimados en la media de dos observaciones de dirección, una en cada modo directo y otro inverso. El Leica TPS 3(X) (Figura 8.1) tiene una precisión DIN 18723 de ±2", y el Topcon GTS 210A (Figura 8.2) tiene una precisión DIN 18723 de ±5". Un conjunto de ángulos observados con una estación total tendrá un error estimado de

$$E = \frac{2E_{DIN}}{\sqrt{n}} \qquad (8.5)$$

Donde E es el error estimado en el ángulo debido al apuntamiento y la lectura, n es el número total de ángulos leídos en modo directo e inverso, y E_{DIN} es el error DIN 18723.

Ejemplo 8.2

Se miden tres conjuntos de ángulos (3D y 3R) con la Leica TPS 300. ¿Cuál es el error estimado en el ángulo?

Solución:

Según la ecuación (8.5), el error estimado es

$$E = \frac{2(2'')}{\sqrt{6}} = \pm 1.6''$$

■ 8.22 ERRORES

Algunos errores comunes en la observación de ángulos son:

1. Apuntar o posicionarse sobre un punto equivocado.

2. Indicar o registrar un valor incorrecto.

3. Enfocar incorrectamente el ocular y el objetivo del instrumento.

4. Apoyarse en el trípode o colocar la mano sobre el instrumento al apuntar o tomar lecturas.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas cuyas respuestas parciales se encuentran en el Apéndice G.
8.1 ¿En qué paso se debe montar el instrumento en el trípode al colocarlo sobre un punto?
8.2 Enumere los cuatro ejes de una estación total y su relación entre sí.
8.3 Describa un error sistemático que puede estar presente en un ángulo y cómo se elimina mediante un procedimiento de campo.
8.4 Nombre y describa brevemente los tres componentes principales de una estación total.
8.5 ¿Cuál es el propósito de la compensación de doble eje en una estación total?
8.6 ¿Cuál es el propósito del mecanismo de avance/desplazamiento en una estación total servoaccionada?
8.7 ¿Por qué es importante eliminar el paralaje de una plomada óptica?
8.8 Describa los pasos para colocar una estación total con un trípode de patas ajustables sobre un punto.
8.9 ¿Qué se entiende por posición angular?
8.10 ¿Por qué las bases de los instrumentos de estación total están diseñadas para ser intercambiables con otros accesorios?
8.11 ¿Por qué es importante mantener ajustada la burbuja circular de una mira telescópica?
8.12 Determine los ángulos subtendidos para las siguientes condiciones:

(a)*una tubería de 2 cm de diámetro vista por la estación total desde 100 m.
(b) una estaca de 1/4 de pulgada vista por la estación total desde 400 pies.
(c) un pasador de cadena de 1/4 de pulgada de diámetro visto por la estación total desde 50 pies.

8.13 ¿Cuál es el error en la dirección observada para las situaciones señaladas?

(a) Colocar una estación total a 3 mm del lado de una estaca en una mira de 50 m.
(b) Alinear el borde (en lugar del centro) de un pasador de cadena de 1/4 de pulgada de diámetro a 100 pies.
(c) Ver el borde (en lugar del centro) de un jalón de 2 cm de diámetro a 100 m.
(d) Observar la parte superior de un poste de 1,8 m que está desnivelado 0,9 m en una mira de 91,4 m.

8.14* El terreno interpuesto obstruye la línea de visión, por lo que sólo se puede ver la parte superior de un poste de 1,8 m de largo en una mira de 76,2 m. Si el poste está desplomado y con una inclinación lateral de 0,07 m por pie vertical, ¿cuál es el error angular máximo resultante?
8.15 Igual que el problema 8.14, excepto que se trata de un poste de 2 m desplomado y con una inclinación lateral de 2 cm por metro en una mira de 100 m.
8.16 Analice las ventajas de una estación total robótica.
8.17 Explique por qué la burbuja de nivel debe estar sombreada al nivelar un instrumento a pleno sol.
8.18 ¿Cómo se nivela en el campo una estación total con una burbuja de nivel desviada 2 graduaciones?
8.19 Se giró un ángulo interior x y su exponente y para cerrar el horizonte. Cada ángulo se observó una vez en sentido directo y una vez en sentido inverso mediante el método de repetición. Partiendo de una referencia inicial de 0°00'00" para cada ángulo, las lecturas tras el primer y segundo giro del ángulo x fueron 49°36'24" y 99°13'00", y las lecturas tras el primer y segundo giro del ángulo y fueron 310°23'28" y 260°46'56". Calcule cada ángulo y el cierre del horizonte.
8.20* Un ángulo cenital se mide como 284°13'56" en posición invertida. ¿Cuál es el ángulo cenital equivalente en posición directa?
8.21 ¿Cuál es el ángulo cenital promedio dadas las siguientes lecturas directas e inversas? Directo: 94°23'48", 94°23'42", 94°23'44" Inverso: 265°36'24", 265°36'20", 265°36'22"
En la Figura 8.9(c), las direcciones directas e inversas observadas con un instrumento de estación total desde A hasta los puntos B, C y D se enumeran en los Problemas 8.22 y 8.23. Determine los valores de los tres ángulos y el cierre incorrecto del horizonte.
8.22 Directo: 0°00'00", 191°13’36”, 245°53'44", 0°00'02"
Inverso: 0°00'00”, 191°13'42", 245°53'46", 0°00'00"
8.23 Directo: 0°00'00". 43°11'12", 121°36’42”, 0°00'02"
Inverso: 359°59'58", 43°11'16", 121°36'48', 359°59'56"
8.24* Los ángulos en el punto X se observaron con una estación total. Con base en cuatro lecturas, la desviación estándar del ángulo fue de ±5,6". Si se utiliza el mismo procedimiento para observar cada ángulo dentro de un polígono de seis lados, ¿cuál es la desviación estándar estimada de cierre con un nivel de probabilidad del 95%?
8.25 La línea de visión de una estación total está desajustada 5".
(a) Al prolongar una línea sumergiendo el telescopio entre la vista atrás y la vista adelante, pero sin doble centrado, ¿qué error angular se introduce?
(b) ¿Qué error lineal fuera de línea resulta en una vista adelante de 300 m?
8.26 Una línea PQ se prolonga hasta el punto R mediante doble centrado. Se establecen dos puntos de vista adelante R' y R". ¿Qué error angular se introduciría en una sola inmersión basándose en las siguientes longitudes de QR y R'R", respectivamente?
(a) *650,50 pies y 0,35 pies.
(b) 253,432 m y 23 mm.
8.27 Explique por qué el principio de reversión es importante en la medición de ángulos.
8.28 ¿Qué es el error de indexación y cómo se puede obtener y eliminar su valor de los ángulos cenitales observados?
8.29* Una estación total con una burbuja de nivel de 20"/div. está desnivelada una división en un punto con un ángulo de altitud de 38°15'44". ¿Cuál es el error en la orientación horizontal?
8.30 ¿Cuál es el ángulo de altitud equivalente para un ángulo cenital de 86°02'06"?
8.31 ¿Qué error en los ángulos horizontales es consistente con las siguientes precisiones lineales?
(a) 1/5.000, 1/10.000, 1/20.000 y 1/100.000
(b) 1/300, 1/800, 1/1000, 1/3000 y 1/8000
8.32 ¿Por qué es importante comprobar si las zapatas de un trípode están bien apretadas?

8.33 Describa el procedimiento para ajustar una plomada óptica en una estación total.
8.34 Enumere los procedimientos para ajustar un punto.
8.35 Se leyó un ángulo cenital dos veces en sentido directo, obteniendo valores de 86°34'12" y 86°34'16", y dos veces en sentido inverso, obteniendo lecturas de 273°25'32" y 273°25'36". ¿Cuál es el ángulo cenital medio? ¿Cuál es el error de indexación?
8.36 Escriba una reseña de un artículo sobre instrumentos de estación total escrito en una revista profesional.
8.37 Cree un programa computacional que tome las direcciones en la Figura 8.12 y calcule los ángulos promedio, sus desviaciones estándar y el cierre incorrecto del horizonte.

BIBLIOGRAFÍA

Clark, M. M. and R. B. Buckner. 1992. "A Comparison of Precision in Pointing to Various Targets at different Distances." *Surveying and Land Information Systems* 52 (No. 1): 41.

Crawford, W. 2001. "Calibration Field Tests of Any Angle Measuring Instrument." *Point of Beginning* 26 (No. 8): 54.

_____. 2009. "Back to Basics: Quick Setup with a Laser Plummet." *Point of Beginning* 35 (No. 3): 38.

GIA. 2001. "Electronic Angle Measurement." *Professional Surveyor* 21 (No. 10): 47.

_____. 2002. "2-axis Compensators." *Professional Surveyor* 22 (No. 9): 38.

_____. 2002. "Basic Total Station Calibration." *Professional Surveyor* 22 (No. 5): 60.

_____. 2005. "How Things Work: Modern Total Station and Theodolite Axes." *Professional Surveyor* 25 (No. 10): 42.

Stevens, K. 2003. "Locking in the Benefits." *Point of Beginning* 28 (No. 11): 16.

■ 9.1 INTRODUCCIÓN

Una POLIGONACIÓN es una serie de líneas consecutivas cuyos extremos se han marcado en el campo y cuyas longitudes y direcciones se han determinado a partir de observaciones. En la topografía tradicional por métodos terrestres, la poligonación, el acto de marcar las líneas, es decir, establecer estaciones de poligonación y realizar las observaciones necesarias, es uno de los medios más básicos y ampliamente practicados para determinar las ubicaciones relativas de los puntos. Hay dos tipos de poligonaciones: cerradas y abiertas. Existen dos categorías de poligonaciones cerradas: polígono y de enlace. En la poligonación de polígono, como se muestra en la Figura 9.1(a), las líneas regresan al punto de inicio, formando así una figura cerrada que es tanto geométrica como matemáticamente cerrada. Las poligonaciones de enlace terminan en otra estación que debe tener una precisión posicional igual o mayor que la del punto de inicio. El tipo de enlace (geométricamente abierto, matemáticamente cerrado), como se ilustra en la Figura 9.1(b), debe tener una dirección de referencia de cierre, por ejemplo, la línea $E\text{-}Az\ Mk_2$. Las poligonaciones cerradas permiten verificar los ángulos y las distancias observados, lo cual es una consideración extremadamente importante. Se utilizan ampliamente en estudios de control, construcción, propiedades y topográficos. Si se observara la distancia entre las estaciones C y E en la Figura 9.1(a), el conjunto resultante de observaciones se convertiría en lo que se denomina una red. Una red implica la interconexión de estaciones dentro del estudio para crear observaciones redundantes adicionales. Las redes ofrecen más verificaciones geométricas que las poligonaciones cerradas. Por ejemplo, en la Figura 9.1(a), después de calcular las coordenadas en las estaciones C y E mediante procedimientos elementales, la distancia observada CE puede compararse con un valor obtenido al invertir las coordenadas (véase el Capítulo 10 para obtener información sobre el cálculo de coordenadas y la inversión de coordenadas). La Figura 9.7(b) muestra otro ejemplo donde se ha desarrollado una red. Las redes deben ajustarse utilizando el método de mínimos cuadrados, como se presenta en el Capítulo 16.

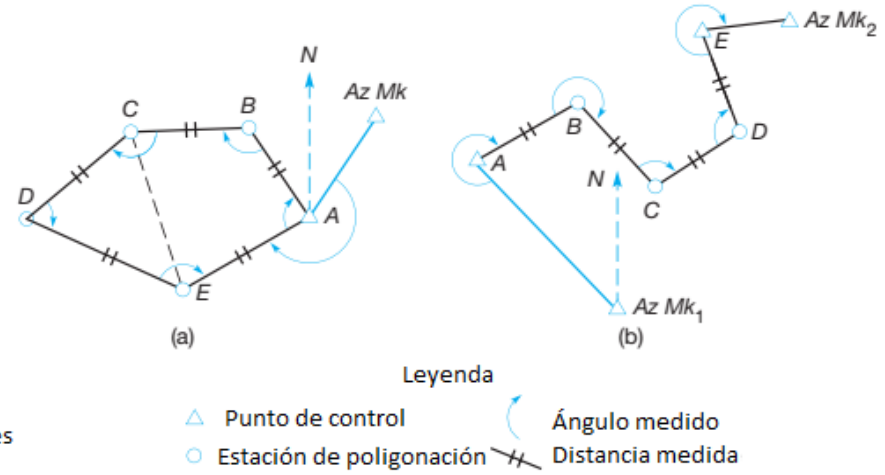


Figura 9.1
Ejemplos de poligonales cerradas

Una poligonación abierta (geométrica y matemáticamente abierta) (Figura 9.2) consiste en una serie de líneas conectadas, pero que no regresan al punto de partida ni se cierran en un punto de igual o mayor precisión. Deben evitarse las poligonales abiertas, ya que no permiten verificar errores de observación. Si es necesario utilizarlas, las observaciones deben repetirse cuidadosamente para evitar errores. En estas situaciones, deben considerarse las técnicas precisas de control de poligonales presentadas en la Sección 19.12.2. En cada estación de la poligonal A, B, C, etc., en las Figuras 9.1 y 9.2, donde se produce un cambio de dirección, se suelen colocar puntos de referencia (estacas de madera con tachuelas para marcar los puntos), estacas de acero o tubos. En el pavimento asfáltico se utilizan picas, clavos "$P-K$"[1] y cruces rayadas. En el hormigón, se realizan marcas cinceladas o pintadas. Las estaciones de la poligonal a veces se denominan indistintamente puntos de ángulo porque se observa un ángulo en cada una.

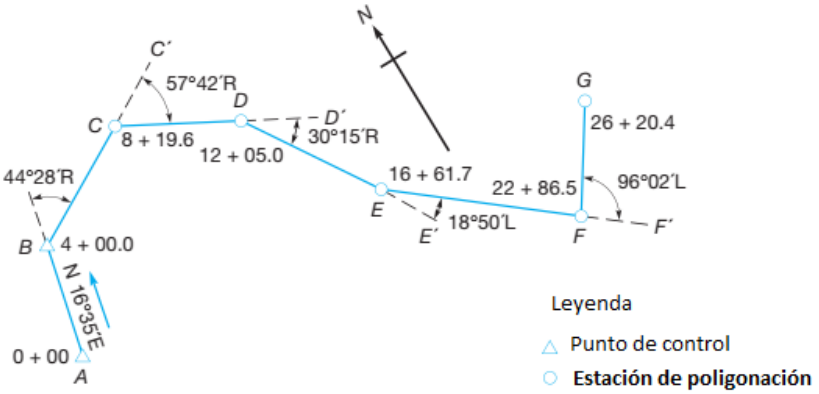


Figura 9.2
Poligonal abierta

1 P-K es el nombre comercial de clavos para concreto. La compañía Parker-Kalon fabricó originalmente estos clavos. Presentan una pequeña depresión en el centro que sirve como marcador para la ubicación de la estación. Varias compañías fabrican versiones similares o mejores de este clavo. El nombre original, P-K, se utiliza para referirse a este tipo de clavo.

■ 9.2 OBSERVACIÓN DE ÁNGULOS O DIRECCIONES DE POLIGONACIONES

Los métodos usados para observar ángulos o direcciones de líneas transversales varían e incluyen

(1) ángulos interiores,

(2) ángulos hacia la derecha,

(3) ángulos de deflexión y

(4) acimutes.

Estos se describen en las siguientes subsecciones.

9.2.1 POLIGONACIÓN POR ÁNGULOS INTERIORES

Las travesías por ángulos interiores se usan para muchos tipos de trabajo, pero son especialmente convenientes para levantamientos topográficos de propiedades. Aunque los ángulos interiores se pueden observar en sentido horario o antihorario, para reducir errores de lectura, registro y cálculo, siempre se deben girar en sentido horario desde la estación de referencia a la estación de referencia. El procedimiento se ilustra en la Figura 9.1(a). En este texto, excepto para los ángulos de deflexión a la izquierda, siempre se asumirá un giro en sentido horario. Además, cuando los ángulos se designan con tres letras o números de estación en este texto, la estación de referencia atrás se dará primero, la estación ocupada segundo y la estación de referencia adelante tercero. Por lo tanto, el ángulo EAB de la Figura 9.1(a) se observó en la estación A, con la referencia atrás en la estación E y la referencia adelante en la estación B. Los ángulos interiores pueden mejorarse promediando números iguales de lecturas directas e invertidas. Como verificación, también pueden observarse ángulos exteriores para cerrar el horizonte (ver Sección 8.10). En la poligonal de la Figura 9.1(a), existe una línea de referencia A-Az MK de dirección conocida. Por lo tanto, también debe observarse el ángulo en el sentido de las agujas del reloj en A desde Az Mk hasta E para permitir la determinación de las direcciones de todas las demás líneas. Esto no sería necesario si la poligonal contuviera una línea de dirección conocida, como A B de la Figura 7.2, por ejemplo.

9.2.2 POLIGONAL POR ÁNGULOS A LA DERECHA

Los ángulos observados en sentido horario desde una referencia atrás en la estación de poligonal “trasera” hasta una referencia adelante en la estación de poligonal “delantera” [véanse las figuras 9.1(a) y (b)] se denominan ángulos a la derecha. Según esta definición, para evitar ambigüedades en las designaciones de ángulos a la derecha, se debe establecer el “sentido” de la dirección de la poligonal hacia delante. Esto normalmente se hace mediante la numeración o rotulación consecutiva de las estaciones de la poligonal de modo que aumenten en la dirección de avance. Dependiendo de la dirección de la poligonal, los ángulos a la derecha pueden ser ángulos interiores o exteriores en una polígono de poligonación. Si la dirección de la poligonal es en sentido antihorario alrededor de la figura, se observarán ángulos interiores en sentido horario. Sin embargo, si la dirección de la poligonal es en sentido horario, se observarán ángulos exteriores. Los recolectores de datos generalmente siguen esta convención al realizar poligonales. Así, en la figura 9.1(b), por ejemplo, La dirección de A a B, de B a C, de C a D, etc., es hacia adelante. Al promediar un número igual de lecturas directas e invertidas, también se pueden verificar los ángulos observados hacia la derecha y mejorar su precisión. De las definiciones anteriores de ángulos interiores y ángulos hacia la derecha, es evidente que en una poligonal de poligonación la única diferencia entre los dos tipos de procedimientos de observación puede ser la ordenación de las estaciones de vista atrás y vista adelante, ya que ambos procedimientos observan ángulos en el sentido de las agujas del reloj.

9.2.3 POLIGONAL POR ÁNGULOS DE DEFLEXIÓN

Los levantamientos de ruta se ejecutan comúnmente por ángulos de deflexión observados hacia la derecha o hacia la izquierda desde las líneas extendidas, como se indica en la Figura 9.2. Un ángulo de deflexión no está completo sin la designación R o L, y, por supuesto, no puede exceder los 180°. Cada ángulo debe duplicarse o cuadruplicarse, y se debe determinar un valor promedio. Los ángulos deben observarse el mismo número de veces en las caras izquierda y derecha para reducir los errores instrumentales. Los ángulos de deflexión se pueden obtener restando 180° a los ángulos a la derecha. Los valores positivos así obtenidos indican ángulos de deflexión a la derecha; los negativos, a la izquierda.

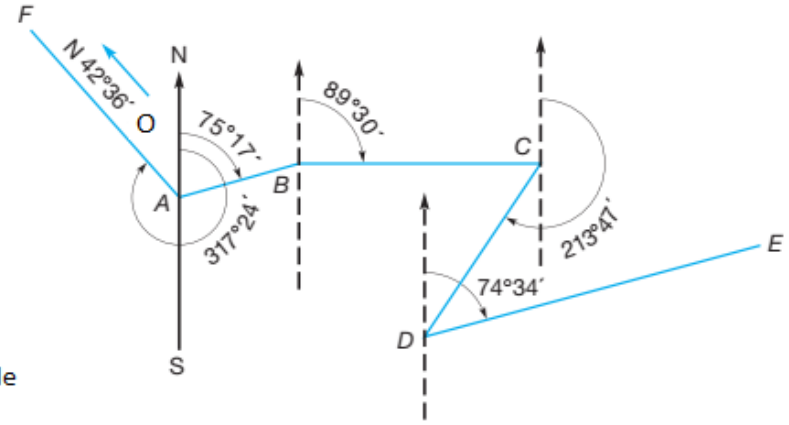


Figura 9.3
Poligonación de Azimut

9.2.4 Poligonación por Azimuts

Con instrumentos de estación total, las poligonaciones se pueden ejecutar usando azimuts. Este proceso permite leer azimuts de todas las líneas directamente y, por lo tanto, elimina la necesidad de calcularlos. En la Figura 9.3, los azimuts se observan en el sentido de las agujas del reloj desde el extremo norte del meridiano a través de los puntos de los ángulos. El instrumento se orienta en cada configuración apuntando a la estación anterior con el azimut posterior en el círculo (si se giran los ángulos a la derecha) o el azimut (si se giran los ángulos de deflexión), como se describe en la Sección 8.11. Luego, se avista la estación delantera. La lectura resultante en el círculo horizontal será el azimut de la línea delantera.

■ 9.3 OBSERVACIÓN DE LONGITUDES DE POLIGONIZACIÓN

La longitud de cada línea de poligonación (también llamada rumbo) debe observarse, y esto generalmente se hace mediante el método más simple y económico capaz de satisfacer la precisión requerida de un proyecto determinado. Su velocidad, conveniencia y precisión hacen que el componente EDM de un instrumento de estación total sea el más utilizado, aunque se podrían emplear cintas u otros métodos discutidos en el Capítulo 6. Una clara ventaja de realizar poligonaciones con instrumentos de estación total es que se pueden observar tanto los ángulos como las distancias con una sola configuración en cada estación. Los promedios de las distancias observadas tanto hacia adelante como hacia atrás proporcionarán una mayor precisión, y las lecturas repetidas permiten verificar las observaciones. A veces, los estatutos estatales regulan la precisión de una poligonación para localizar límites. En obras de construcción, los límites permisibles de cierre dependen del uso y la extensión de la poligonal y del tipo de proyecto. La ubicación de puentes, por ejemplo, exige un alto grado de precisión. En poligonaciones cerradas, cada recorrido se observa y se registra como una distancia separada. En poligonaciones de enlace largo para carreteras y ferrocarriles, las distancias se llevan continuamente desde el punto de partida utilizando el estacionamiento (véase la Sección 5.9.1). En la Figura 9.2, que utiliza el estacionamiento en pies, por ejemplo, comenzando con la estación 0 + 00 en el punto A, se marcan las estaciones de 100 pies (1 + 00, 2 + 00, y 3 + 00) hasta llegar al centro B en la estación 4 + 00. Luego, las estaciones 5 + 00, 6 + 00, 7 + 00, 8 + 00 y 8 + 19.60 se establecen a lo largo del recorrido BC a C, etc. La longitud de una línea en una travesía de enlace estacionada es la diferencia entre el estacionamiento en sus puntos finales; por lo tanto, la longitud de la línea BC es 819,60 – 400,00 = 419,60 pies.

■ 9.4 SELECCIÓN DE ESTACIONES DE POLIGONACIÓN

Las posiciones seleccionadas para establecer estaciones de poligonación varían según el tipo de levantamiento. En general, las pautas a considerar al elegirlas incluyen precisión, utilidad y eficiencia. Por supuesto, se debe mantener la intervisibilidad entre estaciones adyacentes, hacia adelante y hacia atrás, para las observaciones de ángulos y distancias. Idealmente, las estaciones también deben ubicarse en ubicaciones convenientes que permitan un fácil acceso. Por lo general, las estaciones se colocan para crear líneas lo más largas posible. Esto no sólo aumenta la eficiencia al reducir el número de configuraciones de instrumentos, sino que también aumenta la precisión en las observaciones de ángulos. Sin embargo, la utilidad puede prevalecer sobre el uso de líneas muy largas porque pueden necesitarse centros intermedios o estaciones en ubicaciones estratégicas para completar los objetivos del levantamiento. A menudo, se puede reducir el número de estaciones y aumentar la longitud de las líneas de visión

mediante un reconocimiento cuidadoso. Siempre es prudente "caminar" por el área que se está inspeccionando y encontrar ubicaciones ideales para las estaciones antes de establecer las estacas de poligonación y emprender el proceso de observación. Cada tipo de levantamiento topográfico tendrá sus propios requisitos en cuanto a la ubicación de las estaciones de poligonación. En los levantamientos topográficos de propiedades, por ejemplo, las estaciones de poligonación se ubican en cada esquina si los límites reales no están obstruidos y pueden ocuparse. Si se requieren líneas descentradas, se coloca una estaca cerca de cada esquina para simplificar las observaciones y los cálculos. Las líneas largas y el terreno ondulado pueden requerir estaciones adicionales. En los levantamientos de ruta, las estaciones se colocan en cada punto angular y en otros lugares donde sea necesario obtener datos topográficos o ampliar el levantamiento. Generalmente, la línea central se traza antes del inicio de la construcción, pero es probable que se destruya y deba reemplazarse una o más veces durante las distintas fases del proyecto. Se puede utilizar una poligonación descentrada para evitar este problema. Una poligonación trazada para controlar el mapeo topográfico sirve como marco al que se referencian detalles del mapa, como carreteras, edificios, arroyos y colinas. La ubicación de las estaciones debe seleccionarse para permitir una cobertura completa del área a cartografiar. Los ramales que constan de una o más líneas pueden ramificarse como poligonaciones abiertas (stub) para alcanzar puntos estratégicos. Sin embargo, se debe desaconsejar su uso, ya que no se puede verificar su posición.

■ 9.5 REFERENCIA DE ESTACIONES TRANSVERSALES

Las estaciones de poligonación a menudo deben encontrarse y reocuparse meses o incluso años después de su establecimiento. También pueden destruirse por construcción u otra actividad. Por lo tanto, es importante referenciarlas creando vínculos de observación con ellas para que puedan reubicarse si se ocultan o restablecerse si se destruyen.

Figura 9.4
Referenciación de un punto

La Figura 9.4 presenta un típico tirante de poligonación. Como se ilustra, estos tirantes consisten en observaciones de distancia realizadas a objetos fijos cercanos. Las longitudes cortas (menos de 100 pies) son convenientes si se utiliza una cinta métrica, pero, por supuesto, la distancia a puntos definidos y únicos es un factor determinante. Dos tirantes, preferiblemente en ángulos aproximadamente rectos entre sí, son suficientes, pero se deben utilizar tres para tener en cuenta la posibilidad de que se destruya una marca de referencia. Los tirantes a los árboles se pueden observar en centésimas de pie si se clavan clavos en ellos. Sin embargo, se debe obtener permiso del propietario del terreno antes de clavarlos en los árboles. Siempre es importante recordar que el topógrafo puede ser considerado legalmente responsable de cualquier daño a la propiedad que pueda ocurrir durante el estudio. Si no se dispone de características naturales o existentes, como árboles, postes de servicios públicos o esquinas de edificios, se pueden clavar estacas y utilizarlas como tirantes. La Figura 9.5(a) muestra una disposición de ejes de apoyo adecuados para fijar un punto como H en el eje central de una carretera o en otro lugar. Los puntos de referencia A y B se fijan cuidadosamente en la línea que pasa por H, al igual que C y D. Las líneas AB y CD deben ser aproximadamente perpendiculares, y los cuatro puntos deben ubicarse en ubicaciones seguras, fuera de las áreas susceptibles de ser perturbadas. Se recomienda colocar un tercer punto en cada línea para que sirva como alternativo en caso de que un punto se destruya. La

intersección de las líneas de visión de dos estaciones totales instaladas en A y C, y dirigidas simultáneamente a B y D, respectivamente, recuperará el punto. El eje transversal H también puede encontrarse intersectando cuerdas tendidas entre amarres diagonalmente opuestos si las longitudes no son demasiado largas. Los ejes en la posición ilustrada por la Figura 9.5(a) se utilizan a veces, pero no son tan convenientes como los ejes de apoyo para el tendido.

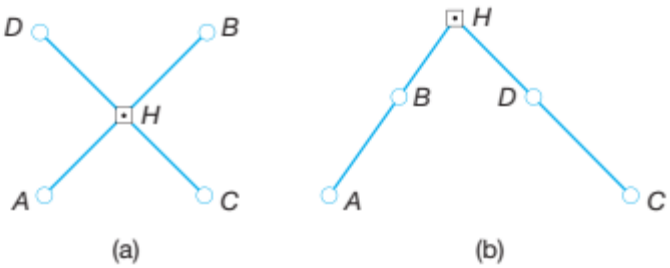


Figura 9.5
Cubos para tirantes

■ 9.6 NOTAS DE CAMPO DE LA POLIGONIZACIÓN

La importancia de mantener notas se trató en el Capítulo 2. Dado que una poligonación es en sí misma el final de un levantamiento topográfico y la base de todos los demás datos en la cartografía, un solo error u omisión en el registro es demasiado. Por lo tanto, se deben realizar todas las comprobaciones posibles en el campo y en la oficina. En la Figura 9.6 se muestra un conjunto parcial de notas de campo para una ejecución de poligonación de ángulo interior utilizando un instrumento de estación total. Observe que los detalles como la fecha, el clima, las identificaciones de los instrumentos y los miembros del grupo y sus funciones se registran en la página derecha de las notas. También se muestra un boceto con una flecha hacia el norte. Los datos observados se registran en la página izquierda. Primero, se identifica cada estación que está ocupada y se registran las alturas del instrumento de la estación total y el reflector que se aplican en esa estación. Luego se registran las lecturas del círculo horizontal, los ángulos cenitales, las distancias horizontales y las diferencias de elevación observadas en cada estación. Observe que cada ángulo horizontal se mide dos veces en el modo directo y dos veces en el modo inverso. Como se señaló anteriormente, esta práctica elimina errores instrumentales y proporciona valores de ángulos repetidos para verificación.

POLIGONACIÓN CON UN

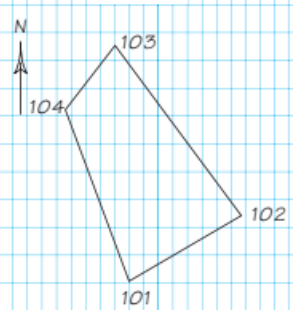
Instrumento en sta 101
h_e=5.3 h_r=5.3

Sta. Sighted	D/R	Horiz. Circulo	Zenith Ángulo	Horiz. Dist.	Elev. Dif.
104	D	0°00'00"	86°30'01"	324.38	+19.84
102	D	82°18'19"	92°48'17"	216.02	−10.58
104	R	180°00'03"	273°30'00"		
102	R	262°18'18"	267°11'41"		
Instrumento en	sta 102				
h_e=5.5		h_r=5.5			
101	D	0°00'00"	87°11'19"	261.05	+10.61
103	D	95°32'10"	85°19'08"	371.65	+30.43
101	R	180°00'02"	272°48'43"		
103	R	275°32'08"	274°40'50"		
Instrumento en	sta 103				
h_e=5.4		h_r=5.4			
102	D	0°00'00"	94°40'48"	371.63	−30.42
104	D	49°33'46"	90°01'54"	145.03	− 0.08
102	R	180°00'00"	265°19'14"		
104	R	229°33'47"	269°58'00"		

INSTRUMENTO DE ESTACIÓN TOTAL

Estudio de Control Topográfico
19 Oct. 2000
Soleado, Fresco 48° F
Presión 29.5 in.
Estación Total #7
Reflector #7A
M.R. Duckett – M
N. Dahman – Ø
T. Ruhren – N

Bosquejo



M. R. Duckett

Figura 9.6 Ejemplo de notas de campo de poligonación utilizando un instrumento de estación total.

Los ángulos cenitales también se observaron dos veces, uno directo y otro invertido. Aunque no son necesarios para la poligonación, están disponibles para verificar si existen errores de cierre mayores de lo tolerable (véase el Capítulo 10) en la poligonación. Los detalles de cómo realizar observaciones de poligonación con un instrumento de estación total se describen en la Sección 9.8.

■ 9.7 FALLO DE CIERRE ANGULAR

El error de cierre angular para una poligonación de ángulo interior es la diferencia entre la suma de los ángulos observados y el total geométricamente correcto para el polígono. La suma, 2, de los ángulos interiores de un polígono cerrado debe ser

$$\Sigma = (n - 2)\,180° \qquad (9.1)$$

donde *n* es el número de lados o ángulos del polígono. Esta fórmula se deriva fácilmente de datos conocidos. La suma de los ángulos en un triángulo es 180°; en un rectángulo, 360°; y en un pentágono, 540°. Por lo tanto, cada lado añadido a los tres requeridos para un triángulo aumenta la suma de los ángulos en 180°. Como se mencionó en la Sección 7.3, si la dirección alrededor de una poligonación es en sentido horario al observar ángulos hacia la derecha, se observarán ángulos externos. En este caso, la suma de los ángulos externos será

$$\Sigma = (n + 2)\,180° \qquad (9.2)$$

La figura 9.1(a) muestra una figura de cinco lados en la que, si la suma de los ángulos interiores observados es igual a 540°00'05", el error de cierre angular es de 5". Los errores de cierre resultan de la acumulación de errores aleatorios en las observaciones de los ángulos. El error de cierre permisible se puede calcular mediante la fórmula

$$c = K\sqrt{n} \qquad (9.3)$$

Donde *n* es el número de ángulos y *K* es una constante que depende del nivel de precisión especificado para el levantamiento. El Subcomité Federal de Control Geodético (FGCS) recomienda constantes para cinco órdenes diferentes de precisión de poligonación: *primer orden*, *segundo orden clase* I, *segundo orden clase II, tercer orden clase* I y *tercer orden clase II*. Los valores de *K* para estos órdenes, de mayor a menor, son 1,7", 3", 4,5", 10" y 12", respectivamente. Por lo tanto, si la poligonación de la Figura 9.1(a) se ejecutara según los estándares de clase II de segundo orden, su error de cierre admisible sería de 4,5" $\sqrt{5}$ = ±10". La suma algebraica de los ángulos de deflexión en una poligonación de polígono cerrado es igual a 360°, considerándose las deflexiones en sentido horario (derecha) como positivas y las deflexiones en sentido antihorario (izquierda), como negativas. Esta regla se aplica si las líneas no se entrecruzan o si se cruzan un número par de veces. Cuando las líneas de una poligonal se cruzan un número impar de veces, la suma de las deflexiones derechas es igual a la suma de las deflexiones izquierdas. Una poligonación azimutal de polígono cerrado se comprueba estableciéndose en el punto de partida una segunda vez, después de haber ocupado las estaciones sucesivas alrededor de la poligonación, y orientándose por la parte posterior. El acimut del primer lado se obtiene una segunda vez y se compara con su valor original. Cualquier diferencia constituye el cierre incorrecto. Si el primer punto no se vuelve a ocupar, los ángulos interiores se calculan a partir de los acimuts que verificarán automáticamente el total geométrico correcto, aunque uno o más de los acimuts puedan ser incorrectos. Aunque los errores de cierre angular no se pueden calcular directamente para las poligonaciones de enlace, los ángulos aún se pueden verificar. La dirección de la primera línea se puede determinar a partir de dos estaciones intervisibles con un acimut conocido entre ellas, o a partir de una observación del sol o de la estrella Polar, como se describe en el Apéndice C. Los ángulos observados se aplican luego para calcular los acimuts de todas las líneas poligonales. El acimut calculado de la última línea se compara con su valor conocido, o el resultado obtenido de otra observación del sol o de la estrella Polar. En poligonaciones largas, las líneas intermedias se pueden verificar de manera similar. Al utilizar

observaciones del sol o de la estrella Polar para verificar ángulos en poligonaciones de gran extensión este-oeste, se debe tener en cuenta la convergencia de los meridianos. Este tema se trata en la Sección 19.12.2.

■ 9.8 POLIGONACIÓN CON INSTRUMENTOS DE ESTACIÓN TOTAL

Los instrumentos de estación total, con sus componentes electrónicos combinados de medición de ángulos y distancias, aceleran significativamente el proceso de poligonación porque tanto los ángulos como las distancias se pueden observar desde una única configuración. El proceso de observación se facilita aún más porque los ángulos y las distancias se resuelven y se muestran automáticamente. Además, los microprocesadores de las estaciones totales pueden realizar cálculos de poligonación, reducir las distancias de pendiente a sus componentes horizontales y verticales, y calcular y almacenar instantáneamente las coordenadas y elevaciones de la estación. La reducción para obtener los componentes de distancia horizontal y vertical se ilustró con las notas de poligonación de la Figura 9.6. Para ilustrar un método de poligonación con un instrumento de estación total, consulte la poligonación de la Figura 9.1(b). Con el instrumento configurado y nivelado en la estación A, se toma cuidadosamente una referencia atrás en Az MK\. El acimut de la línea A-Az MK\ se inicializa en el círculo horizontal ingresándolo en la unidad usando el teclado. Las coordenadas y la elevación de la estación A también se introducen en la memoria. A continuación, se realiza una medición frontal en la estación fi. El acimut de la línea AB aparecerá en la pantalla y, mediante un comando de teclado, se puede almacenar en la memoria del microprocesador. A continuación, el microprocesador observa la distancia de pendiente AB y la reduce a sus componentes horizontal y vertical. A continuación, se calculan la desviación y la latitud de la línea y se suman a las coordenadas de la estación A para obtener las coordenadas de la estación B. (Las desviación, latitudes y coordenadas se describen en el Capítulo 10). Estos procedimientos deben realizarse tanto en modo directo como inverso, y los resultados deben promediarse para tener en cuenta los errores del instrumento. El procedimiento descrito para la estación A se repite en la estación B, excepto que no es necesario introducir el acimut posterior BA ni las coordenadas de la estación B; en su lugar, se recuperan de la memoria del instrumento. A partir de la configuración en B, se determinan y almacenan el acimut BC y las coordenadas de C. Este procedimiento continúa hasta alcanzar una estación con coordenadas conocidas, como se muestra en la Figura 9.1(b). Aquí, las coordenadas conocidas de E se introducen en la computadora de la unidad y se comparan con las obtenidas para E mediante las observaciones de la poligonación. Su diferencia (o error de cierre) se calcula, se muestra y, si se encuentra dentro de los límites permitidos, el microprocesador la distribuye para obtener las coordenadas finales de las estaciones intermedias. (Los procedimientos para distribuir los errores de error de cierre de la poligonación se describen en los capítulos 10 y 16).

Los errores de orientación se pueden minimizar cuando se utiliza un colector de datos en combinación con una estación total. En este proceso, se comprueban las coordenadas de cada estación de referencia atrás antes de proceder con las observaciones de ángulo y distancia a la siguiente estación de referencia más adelante. Por ejemplo, en la Figura 9.1(a), después de nivelar y orientar la estación total en la estación B, se toma una observación "hacia atrás" en A. Si las coordenadas recién calculadas de A no coinciden estrechamente con sus valores almacenados previamente, se debe volver a comprobar la configuración, la nivelación y la orientación del instrumento, y resolver el problema antes de proceder con cualquier otra medición. Este procedimiento a menudo toma una cantidad mínima de tiempo y típicamente identifica la mayoría de los errores de campo que ocurren durante el proceso de observación. Si se desea, también se pueden determinar las elevaciones de la estación de poligonación como parte del procedimiento (generalmente el caso de los levantamientos topográficos). Luego se deben ingresar las entradas *hi* (altura del instrumento) y *hr* (altura del reflector) (ver Sección 6.23). El microprocesador calcula el componente vertical de la distancia de pendiente, que incluye una corrección por curvatura y refracción (véase la Sección 4.5.4). La diferencia de elevación se suma a la elevación de la estación ocupada para producir la elevación del siguiente punto. En la estación final, cualquier error de cierre se determina comparando la elevación calculada con su valor conocido y, si está dentro de la tolerancia, el error de cierre se distribuye para producir elevaciones ajustadas de las estaciones de poligonación intermedias. Todos los datos de la poligonación con un instrumento de estación total se pueden almacenar en un colector de datos para su impresión y transferir a la oficina para su cálculo y representación gráfica (véanse las Secciones 2.12 a 2.15). Alternativamente, las notas de la poligonal se pueden registrar manualmente, como se ilustra en la Figura 9.6.

■ 9.9 POLIGONACIÓN RADIAL

En ciertas situaciones, puede ser más conveniente determinar las posiciones relativas de los puntos mediante poligonación radial. En este procedimiento, como se ilustra en la Figura 9.7(a), se selecciona un punto 0, cuya posición se supone conocida, desde el cual se trazan todos los puntos que se pueden ver al punto a localizar. Si un punto como O no existe, se puede establecer.

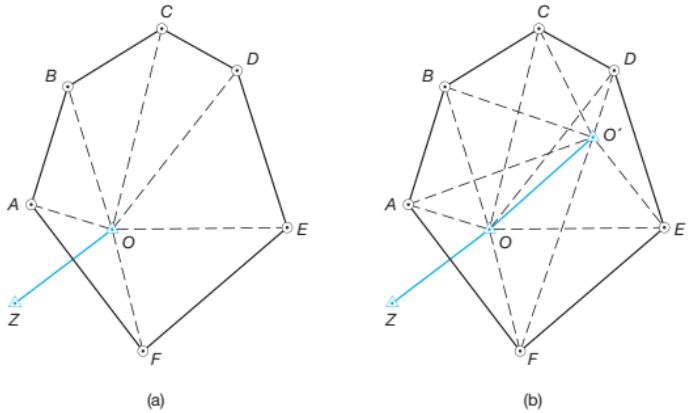


Figura 9.7
Poligonación radial.
(a) Desde una estación ocupada.
(b) Desde dos estaciones ocupadas.

También se supone que hay una marca de acimut cercana, como Z en la Figura 9.7(a), disponible, y que se conoce el acimut de referencia OZ. Con un instrumento de estación total en el punto 0, después de retroceder en Z, se observan los ángulos horizontales a todas las estaciones A a F. Se pueden calcular los acimuts de todas las líneas radiales desde O (como OA, OB, OC, etc.). También se observan las longitudes horizontales de todas las líneas radiales. Al usar las longitudes y acimuts observados, se pueden calcular las coordenadas para cada punto. (El tema de los cálculos de coordenadas se trata en el Capítulo 10). Debe quedar claro que en el procedimiento que se acaba de describir, cada punto A a F se ha medido independientemente de todos los demás, y que no existen verificaciones en sus posiciones calculadas. Para proporcionar verificaciones, se podrían calcular las longitudes AB, BC, CD, etc., a partir de las coordenadas de los puntos, y luego observar estas mismas longitudes. Esto resulta en muchas configuraciones adicionales y sustancialmente más trabajo de campo, anulando así una de las principales ventajas del desplazamiento radial. Para resolver el problema de obtener comprobaciones con un mínimo de trabajo de campo adicional, se recomienda el método presentado en la Figura 9.7(b). Aquí se selecciona un segundo centro O' desde el cual también se pueden ver todos los puntos. La posición de O' se determina mediante observaciones del ángulo horizontal y la distancia desde la estación O. Este segundo centro O' se ocupa entonces, y se observan los ángulos horizontales y las distancias a todas las estaciones A a F como antes. Conocidas las coordenadas de O y O', y utilizando los dos conjuntos independientes de ángulos y distancias, se pueden calcular dos conjuntos de coordenadas para cada estación, obteniendo así las comprobaciones. Si los dos conjuntos para cada punto concuerdan dentro de una tolerancia razonable, se puede tomar el promedio. Sin embargo, se obtiene un mejor ajuste utilizando el método de mínimos cuadrados (véase la Sección 3.21 y el Capítulo 16). Aunque la travesía radial puede proporcionar coordenadas de muchos puntos en un área rápidamente, el método no es tan riguroso como la ejecución de travesías cerradas. La travesía radial es ideal para establecer rápidamente una gran cantidad de puntos en un área, especialmente cuando se emplea un instrumento de estación total. No sólo permiten realizar observaciones de ángulos y distancias rápidamente, sino que también realizan los cálculos de acimut, distancia horizontal y coordenadas de estación en tiempo real. Los métodos radiales también son muy convenientes para diseñar proyectos de construcción planificados con un instrumento de estación total. En esta aplicación, las coordenadas requeridas de los puntos a replantear se determinan a partir del diseño, y se calculan los ángulos y las distancias que se deben observar desde una estación seleccionada de posición conocida. Estos luego se diseñan con una estación total para establecer las estacas. Los procedimientos se discuten en detalle en la Sección 23.9.

■ 9.10 FUENTES DE ERROR EN LA POLIGONACIÓN

Algunas fuentes de error al ejecutar una poligonación son:

1. Mala selección de estaciones, lo que resulta en malas condiciones de observación debido a

(a) alternancia de sol y sombra,

(b) visibilidad sólo de la parte superior de la vara,

(c) línea de visión demasiado cercana al suelo,

(d) líneas demasiado cortas y

(e) observación hacia el sol.

2. Errores en las observaciones de ángulos y distancias.

3. No observar los ángulos el mismo número de veces, tanto directos como inversos.

■ 9.1 1 ERRORES EN LA POLIGONACIÓN

Algunos errores en la poligonación son:

1. Ocupar o apuntar a la estación equivocada.

2. Orientación incorrecta.

3. Confundir ángulos a la derecha y a la izquierda.

4. Errores en la toma de notas.

5. Identificación errónea de la estación avistada.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas con respuestas parciales en el Apéndice G.

9.1 Analice las diferencias y similitudes entre una poligonal y una poligonación de enlace.

9.2 Analice las diferencias entre una poligonación abierta y una cerrada.

9.3 ¿Cómo se puede obtener un cierre angular en una poligonación de enlace?

9.4 ¿Qué similitudes y diferencias existen entre los ángulos interiores y los ángulos a la derecha en una poligonación de enlace?

9.5 Dibuje dos poligonaciones de enlace cerradas de cinco lados con las etiquetas de estación del 1 al 5. La primera poligonación debe mostrar los ángulos a la derecha que son interiores y la segunda debe mostrar los ángulos a la derecha que son exteriores.

9.6 Analice la importancia del reconocimiento para establecer las estaciones de poligonación.

9.7 ¿Cómo se deben referenciar las estaciones de poligonación?

9.8 Analice las ventajas y los peligros de la poligonación radial.

9.9 ¿Cuál debería ser la suma de los ángulos interiores de una poligonación cerrada que tiene: *(a) 6 lados (b) 7 lados (c) 10 lados?

9.10 ¿Cuál debería ser la suma de los ángulos exteriores de una poligonación cerrada que se enumeran en el problema 9.9?

9.11 Se observaron cuatro ángulos interiores de una poligonación de cinco lados: A = 98°33'26; B = 111°04'37”; C = 123°43'58” y D = 108°34'25”. No se observó el ángulo en E. Si se asume que todos los ángulos observados son correctos, ¿cuál es el valor del ángulo E?

9.12 Similar al problema 9.11, excepto que la poligonación tenía siete lados con ángulos observados de: A = 138°55'04"; B = 125°05'16"; C = 104°14'49"; D = 129°13'13"; E = 138°48'37” y F = 128°08’25". Calcule el ángulo en G, que no se observó.

9.13 ¿Cuál es el error de cierre angular de una poligonación de cinco lados con ángulos observados de 83°07'23”; 105°23'01”; 124°56'48"; 111°51'31" y 114°41'27”?

9.14 Demuestre que la suma de los ángulos exteriores de una poligonal cerrada es (n + 2)180°.

9.15* Según las normas FGSC, ¿cuál es el error de cierre angular máximo aceptable para una poligonación de segundo orden, clase I, con 20 ángulos?

9.16* ¿Cuál es el error de cierre angular de una poligonación de cinco lados con ángulos exteriores observados de 252°26’37"; 255°55'13"; 277°15'53"; 266°35'02" y 207°47’05"?

9.17 ¿Cuál es el error angular de cierre para una poligonación de seis lados con ángulos interiores observados de 121°36'06", 125°16'04", 123°21'44", 121°09'58", 120°30'12” y 108°06'08"?

9.18 Analice cómo se puede utilizar un colector de datos para comprobar la configuración de una estación total en una poligonación.

9.19* Si el error estándar para cada medición de un ángulo de poligonación es de ±3,3", ¿cuál es el error estándar esperado del error de cierre en la suma de los ángulos para una poligonación de ocho lados?

9.20 Si los ángulos de una poligonación se giran de modo que el error del 95 % de cualquier ángulo sea ±2,5", ¿cuál es el error del 95 % en una poligonación de doce lados?

921 ¿Qué criterios deben utilizarse al hacer referencias a las estaciones de la poligonación?

922* El acimut desde la estación A de una poligonación de enlace hasta una marca de acimut es de 212°12’36". El acimut desde la última estación de la poligonación hasta una marca de acimut es de 192°12'15". En cada estación se observan ángulos hacia la derecha: A = 136°15'41"; B = 119°15'37"; C = 93°48'55"; D = 136°04'17”; E = 108°30'10”; F = 42°48'03” y G = 63°17'17". ¿Cuál es el error de cierre angular de esta poligonación de enlace?

9.23 ¿Qué orden y clase FGCS cumple la poligonación del problema 9.22?

9.24* Los ángulos interiores en una poligonación cerrada de cinco lados se observaron como A = 104°28'36"; B = 110°26'54"; C = 106°25'58"; D = 1G2°27'02” y E = 112°11’15”, Calcule el error de cierre angular. ¿Para qué orden y clase de FGCS es adecuado este levantamiento?

9.25 Similar al problema 9.24. Excepto para una poligonación de seis lados con ángulos exteriores observados de A = 244°28’36”; B = 238°26'54”; C = 246°25'58”; D = 234°27'02”; E = 235°08’55" y F = 241°02'45”.

9.26 En la Figura 9.6, ¿cuál es el ángulo interior promedio con el instrumento en la estación 101?

9.21 Igual que el Problema 9.26, excepto en la estación de instrumento 103.

9.28 Explique por qué es recomendable usar dos estaciones de instrumento, como O y O' en la Figura 9.7(b), al ejecutar poligonaciónes radiales.

9.29 Cree un programa computacional que calcule el cierre incorrecto de los ángulos interiores en una poligonación cerrada. Use este programa para resolver el Problema 9.24.

9.30 Cree un programa computacional que calcule el cierre incorrecto de los ángulos. En una poligonación de enlace cerrado. Utilice este programa para resolver el problema 9.22.

■ 10.1 INTRODUCCIÓN

Los ángulos o direcciones medidos de una poligonación cerrada se investigan fácilmente antes de salir del campo. Las mediciones lineales, aunque repetidas, son más propensas a ser una fuente de error y también deben comprobarse. Aunque los cálculos son más largos que las comprobaciones de ángulos, con las calculadoras programables y las computadoras portátiles de hoy en día también pueden hacerse en el campo para determinar, antes de salir, si una poligonación cumple con la precisión requerida. Si se han cumplido las especificaciones, la poligonación se ajusta para crear un "cierre" perfecto o consistencia geométrica entre ángulos y longitudes; si no, las observaciones de campo deben repetirse hasta que se obtengan resultados adecuados. La investigación de la precisión y la aceptación o rechazo de los datos de campo son extremadamente importantes en la topografía. El ajuste para el cierre geométrico también es crucial. Por ejemplo, en la topografía de tierras, la ley puede requerir que las descripciones de la propiedad tengan un acuerdo geométrico exacto. Se pueden utilizar diferentes procedimientos para calcular y ajustar una poligonación. Estos varían desde métodos elementales hasta técnicas más avanzadas basadas en el método de mínimos cuadrados (véase el Capítulo 16). Este capítulo se concentra en los procedimientos elementales. Los pasos habituales que se siguen para realizar cálculos de poligonación elementales son

(1) ajustar ángulos o direcciones a condiciones geométricas fijas,

(2) determinar acimuts preliminares (o rumbos) de las líneas poligonación,

(3) calcular desviaciones y latitudes y ajustarlas para errores de cierre,

(4) calcular coordenadas rectangulares de las estaciones de poligonación, y

(5) calcular las longitudes y acimuts (o rumbos) de las líneas de poligonación después del ajuste.

Todos estos procedimientos se discuten en este capítulo y se ilustran con varios ejemplos. El Capítulo 16 trata el ajuste de una poligonación utilizando el método de mínimos cuadrados.

■ 10.2 ÁNGULOS DE EQUILIBRIO

En los métodos elementales de ajuste de poligonales, el primer paso es equilibrar (ajustar) los ángulos al total geométrico adecuado. Para poligonaciones cerradas, el equilibrado de ángulos se realiza fácilmente ya que se conoce

el error total (véase la Sección 9.7), aunque no se conoce su distribución exacta. Los ángulos de una poligonación cerrada se pueden ajustar al total geométrico correcto aplicando uno de dos métodos:

1. Aplicar una corrección promedio a cada ángulo donde las condiciones de observación fueron aproximadamente las mismas en todas las estaciones. La corrección para cada ángulo se encuentra dividiendo el error de cierre angular total entre el número de ángulos.

2. Hacer correcciones mayores a los ángulos donde había malas condiciones de observación. De estos dos métodos, el primero es casi siempre el que se aplica.

■ EJEMPLO 10.1

Para la poligonación de la Figura 10.1, los ángulos interiores observados se dan en la Tabla 10.1. Calcule los ángulos ajustados utilizando los métodos 1 y 2.

SOLUCIÓN: Los cálculos se organizan mejor como se muestra en la Tabla 10.1. La primera parte del ajuste consiste en sumar los ángulos interiores y determinar el cierre incorrecto según la Ecuación (9.1), que en este caso, como se muestra debajo de la columna 2, es +11". Los cálculos restantes se tabulan y a continuación se presenta la justificación de los procedimientos.

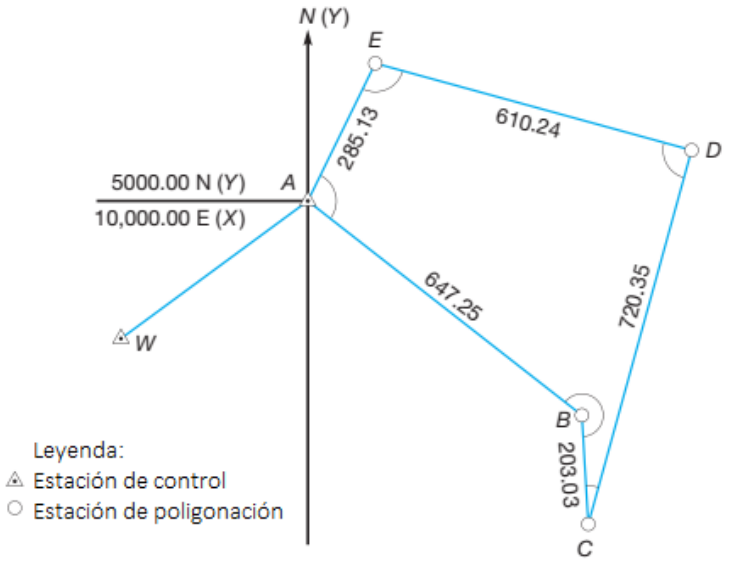


Figura 10.1
Poligonación

TABLA 10.1 AJUSTE DE ÁNGULOS

Método 1

Punto (1)	Ángulo Interior Medido (2)	Corrección de Múltiplos Promedio (3)	Corrección Redondeada a 1" (3)	Diferencias Sucesivas (5)	Ángulo Ajustado (6)
A	100°45′37″	2.2″	2″	2″	100°45′35″
B	231°23′43″	4.4″	4″	2″	231°23′41″
C	17°12′59″	6.6″	7″	3″	17°12′56″
D	89°03′28″	8.8″	9″	2″	89°03′26″
E	101°34′24″	11.0″	11″	2″	101°34′22″
	Σ = 540°00′11″			Σ = 11″	Σ = 540°00′00″

Método 2

Punto (1)	Ángulo Interior Medido (2)	Ajuste (7)	Adjusted Angle (8)
A	100°45′37″	2″	100°45′35″
B	231°23′43″	3″	231°23′40″
C	17°12′59″	3″	17°12′56″
D	89°03′28″	1″	89°03′27″
E	101°34′24″	2″	101°34′22″
	Σ = 540°00′11″	Σ = 11″	Σ = 540°00′00″

Para trabajos de precisión ordinaria, es razonable adoptar correcciones que sean múltiplos pares del dígito o decimal más pequeño registrado para las lecturas de ángulos. Por lo tanto, en este ejemplo, se realizarán correcciones con una precisión de 1" (2,54 cm). El método 1 consiste en restar 11"/5 = 2,2" de cada uno de los cinco ángulos. Sin embargo, dado que los ángulos se leyeron en múltiplos de 1", aplicar correcciones a la décima de segundo más cercana daría una falsa impresión de precisión. Por lo tanto, es conveniente establecer un patrón de correcciones a la 1" más cercana, como se muestra en la Tabla 10.1.

Primero, los múltiplos de la corrección promedio de 2,2" se tabulan en la columna **(3)**. En la columna **(4)**, cada uno de estos múltiplos se ha redondeado a la 1" más cercana. Luego, las diferencias sucesivas (ajustes para cada ángulo) se calculan restando el valor anterior en la columna **(4)** del valor en consideración. Estos se tabulan en la columna **(5)**. Nótese que, como comprobación, la suma de las correcciones en esta columna debe ser igual al error de cierre angular de la poligonación, que en este caso es de 11". Los ángulos interiores ajustados obtenidos al aplicar estas correcciones se listan en la columna **(6)**. Como otra comprobación, deben sumar exactamente el valor geométrico real de (n - 2)180°, o 540°00'00" en este caso.

En el método 2, se requiere criterio, ya que se realizan correcciones en los ángulos que se espera que contengan los mayores errores. En este ejemplo, se restan 3" de los ángulos en B y C, ya que tienen las miras más cortas (a lo largo de la línea BC), y 2" de los ángulos en A y E, porque tienen las siguientes miras más cortas (a lo largo de la línea AE). Se aplicó una corrección de 1" al ángulo D debido a sus miras largas. La suma de las correcciones debe ser igual al error de cierre total. El ajuste realizado de esta manera se muestra en las columnas **(7)** y **(8)** de la Tabla 10.1. Cabe señalar que, aunque los ángulos ajustados por ambos métodos satisfacen la condición geométrica de una figura cerrada, es posible que no se acerquen más a los valores reales que antes del ajuste. A diferencia de las correcciones para observaciones lineales (descritas en la Sección 10.7), los ajustes aplicados a los ángulos son independientes de la magnitud del ángulo. En el sitio web complementario de este libro, http://www.pearsonhighered.com/ghilani, se pueden descargar videos instructivos. El video "Adjusting Angle Observatios.mp4" analiza el uso del método 1 para ajustar ángulos en esta sección.

■ 1 0.3 CÁLCULO DE AZIMUTS O RUMBOS (DIRECCIONES) PRELIMINARES

Después de equilibrar los ángulos, el siguiente paso en el cálculo de la poligonación es el cálculo de azimuts preliminares o rumbos (direcciones) preliminares. Esto requiere que la dirección de al menos un curso dentro de la poligonación sea conocida o supuesta. Para algunos propósitos computacionales una dirección supuesta es suficiente, y en ese caso el procedimiento usual es simplemente asignar el norte como la dirección de una de las líneas de la poligonación. En ciertos levantamientos de poligonación, el rumbo magnético de una línea puede determinarse y usarse como referencia para determinar las otras direcciones. Sin embargo, en la mayoría de los casos, como en los levantamientos de límites, se necesitan direcciones verdaderas. Este requisito puede cumplirse

(1) incorporando dentro de la poligonación una línea cuya dirección verdadera fue establecida a través de un levantamiento previo;

(2) incluyendo un extremo de una línea de dirección conocida como una estación en la poligonación [p. ej., la estación A de la línea A-Az Mk de la Figura 9.1(a)], y luego observando un ángulo desde esa línea de referencia hasta una línea poligonal; o (3) determinando la dirección verdadera de una línea de poligonación mediante observaciones astronómicas (véase el Apéndice C), o mediante levantamientos GNSS (véanse los Capítulos 13, 14 y 15). Si existe una línea de dirección conocida dentro de la poligonación, el cálculo de azimuts preliminares (o rumbos) procede como se discutió en el Capítulo 7. Se deben usar ángulos ajustados al total geométrico apropiado; de lo contrario, el azimut o rumbo de la primera línea, cuando se vuelve a calcular después de usar todos los ángulos y progresar alrededor de la poligonación, diferirá de su valor fijo por el descierre angular. En esta etapa, los azimuts o rumbos se denominan "preliminares" porque cambiarán tras ajustar la poligonación, como se explica en la Sección 10.11. Cabe destacar también que, dado que el azimut de los rumbos cambiará, también lo harán los ángulos previamente ajustados.

■ EJEMPLO 10.2

Calcule los azimuts preliminares para los cursos de poligonación de la Figura 10.1, basándose en un azimut fijo de 234°17'18" para la línea AW, un ángulo medido a la derecha de 151°52'24" para WAE y el ajuste del ángulo mediante el método 1 de la Tabla 10.1.

TABLA 10.2 Cálculo del Azimut Preliminar Mediante el Método Tabular

126°55′17″ = *AB*	+89°03′26″ + *D*
+180°	284°35′20″ = *DE*
306°55′17″ = *BA*	−180°
+231°23′41″ + *B*	104°35′20″ = *ED*
538°18′58″ − 360° = 178°18′58″ − *BC*	+101°34′22″ + *E*
−180°	206°09′42″ = *EA*
358°18′58″ = *CD*	−180°
+17°12′56″ + *C*	26°09′42″ = *AE*
375°31′54″ − 360° = 15°31′54″ = *CD*	+100°45′35″ + *A*
−180°	126°55′17″ = *AB*
195°31′54″ = *DC*	

SOLUCIÓN

Paso 1: Calcular el acimut del rumbo A B. Paso

$$Az_{AB} = 234°17'18'' + 151°52'24'' + 100°45'35'' - 360° = 126°55'17''$$

2: Utilizando el método tabular descrito en la Sección 7.8, calcular los acimuts preliminares de las líneas restantes. Los cálculos para este ejemplo se muestran en la Tabla 10.2. La Figura 10.2 muestra los cálculos para la línea BC. Nótese que el acimut de A B se recalculó como comprobación al final de la tabla.

■ 10.4 DESPLAZAMIENTOS Y LATITUDES

Tras equilibrar los ángulos y calcular los azimuts (o rumbos) preliminares, se verifica el cierre de la poligonación calculando el desvío y la latitud de cada línea. Como se ilustra en la Figura 10.3, el desvío de un rumbo es su proyección ortográfica sobre el eje este-oeste del levantamiento y es igual a la longitud del rumbo multiplicado por el seno de su ángulo azimutal (o rumbo). Las desviaciones a veces se denominan coordenadas este u oeste. También como se muestra en la Figura 10.3, la latitud de un rumbo es su proyección ortográfica sobre el eje norte-sur del levantamiento, y es igual a la longitud del rumbo multiplicada por el coseno de su ángulo azimutal (o rumbo). La latitud también se denomina coordenadas norte o sur.

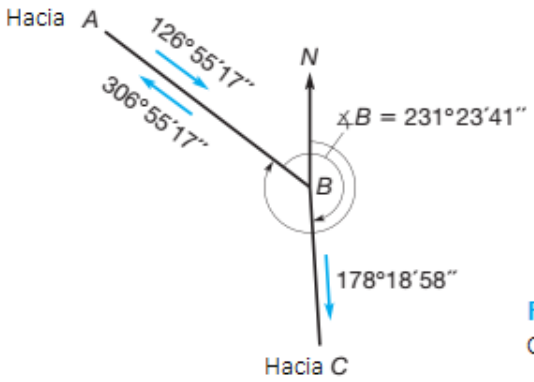


Figura 10.2
Cálculo del acimut BC.

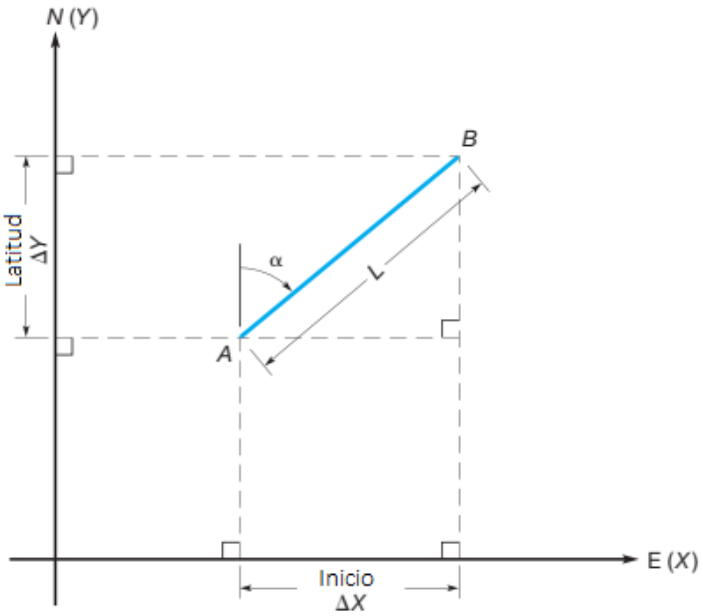


Figura 10.3
Inicio y latitud de una línea.

En forma de ecuación, la desviación y la latitud de una línea son

$$\text{Inicio} = L \sin \alpha \qquad (10.1)$$

$$\text{Latitud} = L \cos \alpha \qquad (10.2)$$

donde L es la longitud horizontal y α el acimut del rumbo. Las desviaciones y latitudes son simplemente cambios en los componentes X e Y de una línea en un sistema de cuadrícula rectangular, a veces denominados ΔX y Δy. En los cálculos de poligonales, las desviaciones este y las latitudes norte se consideran positivas; las desviaciones oeste y las latitudes sur, negativas. Los acimutes (desde el norte) utilizados para calcular las desviaciones y latitudes varían de 0°

a 360°, y los signos algebraicos de las funciones seno y coseno producen automáticamente los signos algebraicos adecuados de las desviaciones y latitudes. Por lo tanto, una línea con un acimut de 126°55'17" tiene una desviación positiva y una latitud negativa (el seno en el acimut es positivo y el coseno negativo); un rumbo de acimut de 284°35'20" tiene una desviación negativa y una latitud positiva. Al usar rumbos para calcular las salidas y latitudes, los ángulos siempre están entre 0° y 90°; por lo tanto, sus senos y cosenos son invariablemente positivos. Por lo tanto, los signos algebraicos adecuados de las salidas y latitudes deben asignarse con base en las direcciones del ángulo de rumbo, por lo que un rumbo NE tiene una salida y latitud positivas, un rumbo SO tiene una salida y latitud negativas, y así sucesivamente. Debido a que las computadoras y las calculadoras manuales asignan automáticamente signos algebraicos correctos a las salidas y latitudes mediante el uso de senos y cosenos de los ángulos azimutales, es más conveniente usar azimuts que rumbos para los cálculos de poligonación.

■ 10.5 CONDICIONES DE CIERRE DE INICIO Y LATITUD

Para una poligonación de un polígono cerrado como la de la Figura 10.1, se puede razonar que si todos los ángulos y distancias se midieran perfectamente, la suma algebraica de las salidas de todos los cursos en la poligonación debería ser igual a cero. Del mismo modo, la suma algebraica de todas las latitudes debería ser igual a cero. Y para poligonaciones de tipo enlace cerradas como la de la Figura 9.1(b), la suma algebraica de los inicios debería ser igual a la diferencia total en la salida (ΔX) entre los puntos de control inicial y final. La misma condición se aplica a las latitudes (Δy) en una travesía de enlace. Debido a que las observaciones no son perfectas y existen errores en los ángulos y las distancias, las condiciones que se acaban de indicar rara vez ocurren. Las cantidades por las cuales no se cumplen se denominan error de cierre de inicio y error de cierre de latitud. Sus valores se calculan sumando algebraicamente los inicios y latitudes, y comparando los totales con las condiciones requeridas. Las magnitudes de los errores de cierre de la desviación y la latitud para las poligonaciones de tipo polígono cerrado ofrecen una indicación de la precisión de los ángulos y distancias observados. Grandes errores de cierre indican, sin duda, la existencia de errores significativos o incluso desviaciones. Pequeños errores de cierre suelen indicar que los datos observados son precisos y están libres de errores, pero no garantizan la ausencia de errores sistemáticos o compensatorios.

■ 1 0.6 CIERRE LINEAL DE LA POLIGONACIÓN Y PRECISIÓN RELATIVA

Debido a errores en los ángulos y distancias observados de la poligonación, si se inicia en el punto A de una poligonación cerrada como la de la Figura 10.1, y se siguiera progresivamente cada rumbo para su distancia observada a lo largo de su rumbo o azimut preliminar, finalmente se regresaría no al punto A, sino a algún otro punto cercano A'. El punto A' se alejaría de A en dirección este-oeste por el cierre erróneo de inicio, y en dirección norte-sur por el cierre erróneo de latitud. La distancia entre A y A' se denomina cierre erróneo lineal de la poligonación. Se calcula a partir de la siguiente fórmula:

$$\text{cierre lineal erróneo} = \sqrt{(\text{cierre incorrecto de salida})^2 + (\text{cierre incorrecto de latitud})^2} \qquad (10.3)$$

La precisión relativa de una poligonación se expresa mediante una fracción que tiene como numerador el error de cierre lineal y como denominador el perímetro de la poligonación o la longitud total, o

$$\text{precisión relativa} = \frac{\text{cierre lineal erróneo}}{\text{longitud de la poligonación}} \qquad (10.4)$$

La fracción resultante de la ecuación (10.4) se reduce entonces a su forma recíproca y el denominador se redondea al mismo número de cifras significativas que el numerador. Esto se ilustra en el siguiente ejemplo.

■ Ejemplo 10.3

Con base en los acimuts preliminares de la Tabla 10.2 y las longitudes que se muestran en la Figura 10.1, calcule las desviaciones y latitudes, el error de cierre lineal y la precisión relativa de la poligonación.

TABLA 10.3 Cálculo de Inicios y Latitudes

Estación	Acimuts Preliminares	Longitud	Inicio	Latitud
A	126°55′17″	647,25	517,451	−388,815
B	178°18′58″	203,03	5,966	−202,942
C	15°31′54″	720,35	192,889	694,045
D	284°35′20″	610,24	−590,565	153,708
E	206°09′42″	285,13	−125,715	−255,919
A		Σ = 2466,00	Σ = 0,026	Σ = 0,077

Solución:

Al calcular los inicios y latitudes, los datos y resultados suelen presentarse en una tabla estándar, como la que se muestra en la Tabla 10.3. Los encabezados y las reglas de las columnas ahorran tiempo y simplifican la comprobación. En la Tabla 10.3, la suma algebraica de los inicios este (+) y oeste (—) da como resultado una desviación de 0,026 pies. Asimismo, la suma de las latitudes norte (+) y sur (—) da como resultado una desviación de 0,077 pies en latitud. La desviación lineal es la hipotenusa de un triángulo pequeño con lados de 0,026 pies y 0,077 pies, y en este ejemplo su valor es, según la Ecuación (10.3).

$$\text{cierre lineal erróneo} = \sqrt{(0{,}026)^2 + (0{,}077)^2} = 0{,}081 \text{ ft}$$

La precisión relativa para esta poligonación, por la ecuación (10.4), es

$$\text{precisión relativa} = \frac{0{,}081}{2466{,}00} = \frac{1}{30.000}$$

■ 10.7 AJUSTE DE LA POLIGONACIÓN

Para cualquier poligonación cerrada, el error de cierre lineal debe ajustarse (o distribuirse) a lo largo de la poligonación para "cerrar" o "equilibrar" la figura. Esto es cierto incluso aunque el error de cierre sea insignificante al trazar la poligonación a escala de mapa. Hay varios métodos elementales disponibles para el ajuste de la poligonación, pero el más comúnmente usado es la regla del compás (método de Bowditch). Como se mencionó anteriormente, el ajuste por mínimos cuadrados es una técnica más avanzada que también puede usarse. Estos dos métodos se discuten en las subsecciones que siguen.

10.7.1 REGLA DEL COMPÁS (BOWDITCH)

La regla del compás, o Bowditch, ajusta los inicios y latitudes de los rumbos de la poligonación en proporción a sus longitudes. Aunque no es tan riguroso como los mínimos cuadrados este método produce una distribución lógica de los errores de cierre. Las correcciones con este método se realizan según las siguientes reglas:

$$\text{corrección en el inicio AB} = -\frac{\text{(error de cierre total de inicio)}}{\text{perímetro de poligonación}} \text{ longitud de AB} \qquad (10.5)$$

$$\text{corrección en la latitud para AB} = -\frac{\text{(error de cierre total de latitud)}}{\text{perímetro de poligonación}} \text{ longitud de AB} \qquad (10.6)$$

Nótese que los signos algebraicos de las correcciones son opuestos a los de los respectivos cierres erróneos.

■ EJEMPLO 10.4

Utilizando los acimuts preliminares de la Tabla 10.2 y las longitudes de la Figura 10.1, calcule las desviaciones y latitudes, el cierre erróneo lineal y la precisión relativa. Equilibre las desviaciones y latitudes utilizando la regla de la brújula.

SOLUCIÓN

Se emplea una solución tabular, ligeramente diferente a la utilizada en el Ejemplo 10.3, para calcular las desviaciones y latitudes (véase la Tabla 10.4). Para calcular las correcciones de desviaciones y latitudes mediante la regla de la brújula, se utilizan las ecuaciones (10.5) y (10.6) como se muestra. Por la Ecuación (10.5), la corrección en la desviación para AB es

$$-\left(\frac{0{,}026}{2466}\right)647{,}25 = -0{,}007 \text{ ft}$$

Y por la ecuación (10.6) la corrección para la latitud de A B es

$$-\left(\frac{0{,}077}{2466}\right)647{,}25 = -0{,}020 \text{ ft}$$

Las demás correcciones se calculan de forma similar multiplicando una constante (la razón entre el cierre incorrecto en el inicio y la latitud y el perímetro) por las longitudes sucesivas del recorrido. En la Tabla 10.4, las correcciones de inicio y latitud se muestran entre paréntesis sobre sus valores sin ajustar. Estas correcciones se suman algebraicamente a sus respectivos valores sin ajustar, y las cantidades corregidas se tabulan en las columnas de inicio y latitud "equilibradas". El proceso computacional se verifica sumando algebraicamente las columnas de inicio y latitud equilibradas para verificar que cada una sea cero. En estas columnas, si el redondeo causa un pequeño exceso o deficiencia, la revisión de una de las correcciones para que el cierre sea perfecto lo elimina.

Tabla 10.4 Equilibrio de Inicios y Latitudes Mediante la Regla de la Brújula (Bowditch)

			Sin ajustar		Equilibrado		Coordenadas*	
Estación	Acimuts Preliminares	Longitud (pies)	Inicio	Latitud	Inicio	Latitud	X (pies) (dirección del este)	Y (pies) (dirección del norte)
A			(−0,007)	(−0,020)			10.000.00	5000,00
	126°55′17″	647,25	517,451	−388,815	517.444	−388,835		
B			(−0,002)	(−0,006)			10.517.44	4611,16
	178°18′58″	203,03	5,966	−202.942	5.964	−202,948		
C			(−0,008)	(−0,023)			10.523,41	4408,22
	15°31′54″	720,35	192.889	694,045	192,881	694,022		
D			(−0,006)	(−0,019)			10.716,29	5102,24
	284°35′20″	610,24	−590,565	153,708	−590,571	153,689		
E			(−0,003)	(−0,009)			10.125,72	5255,93
	206°09′42″	285,13	−125,715	−255,919	−125,718	−255,928		
A							10.000,00✓	5000,00✓
		Σ = 2466,00	Σ = 0,026	Σ = 0,077	Σ = 0,000	Σ = 0,000		

$$\text{Precisión lineal} = \sqrt{(0{,}026)^2 + (-0{,}077)^2} = 0{,}081 \text{ pies}$$

$$\text{Precisión relativa} = \frac{0{,}081}{2466} = \frac{1}{30.000}$$

*Las coordenadas se redondean al mismo significado que las longitudes observadas.

En el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani hay videos instructivos que pueden descargarse. El video Latitudes and Departures.mp4 demuestra el cálculo y ajuste para la poligonal que se muestra en la Figura 10.1.

10.7.2 MÉTODO DE MÍNIMOS CUADRADOS

Como se señaló en la Sección 3.21, el método de mínimos cuadrados se basa en la teoría de la probabilidad, que modela la ocurrencia de errores aleatorios. Esto da como resultado que los valores ajustados tengan la probabilidad más alta. Por lo tanto, el método de mínimos cuadrados proporciona el mejor y más riguroso ajuste de la poligonación, pero hasta hace poco el método no se ha utilizado ampliamente debido a los largos cálculos requeridos. La disponibilidad de computadoras ahora ha hecho que estos cálculos sean rutinarios y, en consecuencia, el método de mínimos cuadrados ha ganado popularidad. Al aplicar el método de mínimos cuadrados a las poligonaciones, las observaciones de ángulos y distancias se ajustan simultáneamente. Por lo tanto, no se realiza un ajuste de ángulo preliminar, como se hace cuando se utiliza la regla de la brújula. El método de mínimos cuadrados es válido para cualquier tipo de poligonación y ofrece la ventaja de que las observaciones con precisión variable pueden ponderarse adecuadamente en los cálculos. En el capítulo 16 se presentan ejemplos que ilustran algunos ajustes básicos de mínimos cuadrados.

■ 1 0.8 COORDENADAS RECTANGULARES

Las coordenadas rectangulares X e Y de cualquier punto dan su posición con respecto a un par seleccionado arbitrariamente de ejes de referencia mutuamente perpendiculares. La coordenada X es la distancia perpendicular, en pies o metros, desde el punto hasta el eje Y; la coordenada Y es la distancia perpendicular al eje X. Aunque los ejes de referencia son discrecionales en posición, en topografía normalmente se orientan de manera que el eje Y apunta de norte a sur, con el norte como la dirección Y positiva. El eje X corre de este a oeste, con X positivo siendo el este. Dadas las coordenadas rectangulares de un número de puntos, sus posiciones relativas están definidas de forma única. Las coordenadas son útiles en una variedad de cálculos, incluyendo

(1) determinar longitudes y direcciones de líneas y ángulos (ver Sección 10.11 y Capítulo 11);

(2) calcular áreas de parcelas de tierra (ver Sección 12.5);

(3) realizar ciertos cálculos de curvas (véanse las Secciones 24.12 y 24.13); y

(4) localizar puntos inaccesibles (véase la Sección 11.9).

Las coordenadas también son ventajosas para trazar mapas (véase la Sección 18.8.1). En la práctica, los sistemas de coordenadas del plano estatal, como se describe en el Capítulo 20, se utilizan con mayor frecuencia como base para coordenadas rectangulares en levantamientos planos. Sin embargo, para muchos cálculos, se puede utilizar cualquier sistema arbitrario. A modo de ejemplo, se pueden asignar coordenadas arbitrariamente a una estación de la poligonación. Por ejemplo, para evitar valores negativos de X e Y, se supone un origen al sur y al oeste de la poligonación, de modo que un centro tenga coordenadas X = 10.000,00, Y = 5.000,00 o cualquier otro valor adecuado. En una poligonación cerrada, asignar Y = 0,00 al punto más al sur y X = 0,00 a la estación más al oeste ahorra tiempo en los cálculos manuales. Dadas las coordenadas X e Y de cualquier punto de partida A, la coordenada X del siguiente punto B se obtiene sumando el inicio ajustado del rumbo o dirección A B a X_A.

Asimismo, la coordenada Y de B es la latitud ajustada de AB sumada a Y_A. En forma de ecuación, esto es

$$X_B = X_A + \text{inicio } AB$$
$$Y_B = Y_A + \text{latitud } AB \qquad (10.7)$$

Para polígonos cerrados, el proceso continúa alrededor de la poligonación, añadiendo sucesivamente los inicios y latitudes hasta que se recalculan las coordenadas del punto de inicio A. Si estas coordenadas recalculadas coinciden exactamente con las iniciales, se obtiene una comprobación de las coordenadas de todos los puntos intermedios (a menos que se hayan cometido errores de compensación). Para poligonaciones de enlace, tras calcular progresivamente las coordenadas de cada estación, si las coordenadas calculadas del punto de control de cierre son iguales a las coordenadas de control de dicho punto, se obtiene una comprobación.

EJEMPLO 10.5

Utilizando las desviaciones y latitudes equilibradas obtenidas en el Ejemplo 10.4 (véase la Tabla 10.4) y las coordenadas iniciales X_A = 10.000,00 y Y_A = 5.000,00, calcule las coordenadas de los otros puntos de la poligonal.

SOLUCIÓN

El proceso de sumar sucesivamente desviaciones y latitudes equilibradas para obtener las coordenadas se lleva a cabo en las dos columnas más a la derecha de la Tabla 10.4. Nótese que las coordenadas iniciales X_A= 10.000,00 y Y_A = 5.000,00 se vuelven a calcular al final para proporcionar una verificación. Nótese también que las coordenadas X e Y se denominan frecuentemente coordenadas este y norte, respectivamente, como se indica en la Tabla 10.4.

■ 1 0.9 MÉTODOS ALTERNATIVOS PARA REALIZAR CÁLCULOS DE POLIGONACIÓN.

Se pueden adoptar procedimientos para realizar cálculos de poligonalización que varían ligeramente de los descritos en las secciones anteriores. Una alternativa es ajustar los acimuts o rumbos en lugar de los ángulos. Otra es aplicar correcciones de brújula directamente a las coordenadas. Estos procedimientos se describen en las subsecciones siguientes.

10.9.1 Equilibrio de ángulos mediante el ajuste de azimuts o rumbos.

En este método, se calculan azimuts o rumbos "no ajustados" a partir de los ángulos observados. Estos azimuts o rumbos se ajustan para asegurar un cierre geométrico y obtener valores preliminares para su uso en el cálculo de inicios y latitudes. El método es igualmente aplicable a poligonaciones de polígono cerrado, como la de la Figura 10.1, o a poligonaciones de enlace cerrado, como se muestra en la Figura 9.1(b), que comienza en una estación de control y termina en otra. El procedimiento para realizar el ajuste por descierre angular de esta manera se explicará con un ejemplo.

■ EJEMPLO 10.6

La Tabla 10.5 lista los ángulos observados hacia la derecha para la poligonación de la Figura 9.1(b). Los acimuts de las líneas $A\text{-}Az\,Mk_1$ y $E\text{-}Az\,Mk_2$ tienen valores conocidos de 139°05'45" y 86°20'47", respectivamente. Calcule los acimuts no ajustados y compárelos para obtener el cierre geométrico.

SOLUCIÓN

A partir de los ángulos observados de la columna (2) en la Tabla 10.5, se han calculado los acimuts no ajustados y se listan en la columna (3). Debido a errores angulares, el acimut no ajustado de la línea final $E\text{-}Az\,Mk_2$ discrepa con su valor fijo en 0°00'10". Esto representa el descierre angular, que se divide entre 5, el número de ángulos observados, para obtener una corrección de —2" por ángulo. Las correcciones a los acimuts, que se acumulan y aumentan en —2" por cada ángulo, se enumeran en la columna (4). Así, la línea AB, que se basa en un ángulo observado, recibe una corrección de —2"; la línea BC, que utiliza dos ángulos observados, recibe una corrección de —4"; y así, etcétera.

El acimut final, $E\text{-}Az\,Mk_2$, recibe una corrección de —10" porque se han incluido en su cálculo los cinco ángulos observados. Los acimuts preliminares corregidos se indican en la columna 5.

TABLA 10.5 Corrección en acimuts de Poligonación

Estación (1)	Ángulo* Medido (2)	Azimut sin Ajustar (3)	Corrección del Azimut (4)	Azimut Preliminar (5)
$Az\ MK_1$				
		319°05′45″		319°05′45″
A	283°50′10″			
		62°55′55″	−2″	62°55′53″
B	256°17′18″			
		139°13′13″	−4″	139°13′09″
C	98°12′36″			
		57°25′49″	−6″	57°25′43″
D	103°30′34″			
		340°56′23″	−8″	340°56′15″
E	285°24′34″			
		86°20′57″	−10″	86°20′47″
$Az\ Mk_2$				

86°20′57″
−86°20′47″
cierre incorrecto = 0°00′10″
corrección por ángulo = −10″/5 = −2″

*Los ángulos observados son ángulos hacia la derecha.

10.9.2 Equilibrio de inicios y latitudes mediante el ajuste de coordenadas

En este procedimiento, comenzando con las coordenadas conocidas de una estación de inicio, los inicios y latitudes no ajustadas para cada curso se suman sucesivamente para obtener coordenadas "preliminares" para todas las estaciones. Para poligonaciones de polígono cerrado, después de progresar alrededor de la poligonación, se vuelven a calcular las coordenadas preliminares para la estación de inicio. La diferencia entre la coordenada X preliminar calculada en esta estación y su coordenada X conocida es el error de cierre de inicio. De manera similar, el desacuerdo entre la coordenada Y preliminar calculada para la estación de inicio y su valor conocido es el error de cierre de latitud. Las correcciones para estos errores de cierre pueden calcularse utilizando las ecuaciones de la regla de la brújula (10.5) y (10.6) y aplicarse directamente a las coordenadas preliminares para obtener coordenadas ajustadas. El resultado es exactamente el mismo que si los inicios y latitudes se ajustaran primero y las coordenadas se calcularan a partir de ellas, como se hizo en los ejemplos 10.4 y 10.5. Las poligonaciones cerradas como la que se muestra en la figura 9.1(b) pueden ajustarse de manera similar. Para este tipo de poligonación, los inicios y latitudes no ajustadas también se suman sucesivamente a las coordenadas de la estación inicial para obtener coordenadas preliminares para todos los puntos, incluida la estación de cierre final. Las diferencias en las coordenadas X e Y preliminares, y los valores conocidos correspondientes para la estación de cierre, representan los errores de cierre de inicio y latitud, respectivamente. Estos errores de cierre se distribuyen directamente a las coordenadas preliminares utilizando la regla de la brújula para obtener las coordenadas finales ajustadas. El procedimiento se demostrará con un ejemplo.

■ EJEMPLO 10.7

La Tabla 10.6 lista los acimuts preliminares (de la Tabla 10.5) y las longitudes observadas (en pies) para la travesía de la Figura 9.1(b). Las coordenadas conocidas de las estaciones A y E son X_A = 12.765,48, Y_A = 43.280,21, X_E = 14.797,12, y Y_E = 44.384,51 pies. Ajuste esta poligonación para errores de cierre de inicio y latitud haciendo correcciones a las coordenadas preliminares.

SOLUCIÓN

A partir de las longitudes y acimuts listados en las columnas (2) y (3) de la Tabla 10.6, los inicios y latitudes se calculan y tabulan en las columnas (4) y (5). Estos valores no ajustados se agregan progresivamente a las coordenadas conocidas

de la estación A para obtener coordenadas preliminares para todas las estaciones, incluida E, y se listan en las columnas (6) y (7). Al comparar las coordenadas preliminares X e Y de la estación E con sus valores conocidos, se obtienen errores de cierre de inicio y latitud de +0,179 y -0,024 pies, respectivamente. A partir de estos valores, se calcula un error de cierre lineal de 0,181 pies y una precisión relativa de 1/21.000 (véase la Tabla 10.6).

Tabla 10.6 Ajuste de Poligonación por Coordenadas

Estación (1)	Longitud (pies) (2)	Acimut Preliminar (3)	Inicio (4)	Latitud (5)	Coordenadas Preliminares (pies) X (6)	Coordenadas Preliminares (pies) Y (7)	Correcciones (pies) X (8)	Correcciones (pies) Y (9)	Coordenadas Ajustadas * X (pies) (10)	Coordenadas Ajustadas * Y (pies) (11)
A					12.765,48	43.280,21			12,765.48	43,280.21
	1045,50	62°55'53"	930,978	475,762			−0,048	0,006		
B					13.696,458	43.755,972	(−0,048)	(0,006)	13.696,41	43.755,98
	1007,38	139°13'09"	657,988	−762,802			−0,046	0,006		
C					14.354,446	42.993,170	(−0,094)	(0,012)	14.354,35	42.993,18
	897,81	57°25'43"	756,604	483,336			−0,041	0,006		
D					15.111,050	43.476,506	(−0,135)	(0,018)	15.110,92	43.476,52
	960,66	340°56'15"	−313,751	907,980			−0,044	0,006		
E					14.797,299	44.384,486	(−0,179)	(0,024)	14.797,12✔	44.384,51✔
	Σ = 3911,35				−14.797,12	−44.384,51				
				Cierres incorrectos	+0,179	−0,024				

$$\text{Precisión lineal} = \sqrt{(0{,}179)^2 + (-0{,}024)^2} = 0{,}181 \text{ (pies)}$$

$$\text{Precisión relativa} = \frac{0{,}181}{3911} = \frac{1}{21.000}$$

* Las coordenadas ajustadas se redondean al mismo significado que las Longitudes observadas.

Las correcciones de la regla de compás para cada rumbo se calculan y se listan en las columnas (8) y (9). Sus valores acumulados, obtenidos mediante la adición progresiva de las correcciones, se indican entre paréntesis en las columnas (8) y (9). Finalmente, al aplicar las correcciones acumuladas a las coordenadas preliminares de las columnas 6 y 7, se obtienen las coordenadas finales ajustadas (redondeadas a la centésima de pie más cercana) que se listan en las columnas (10) y (11).

■ 10.10 INVERSIÓN

Si se conocen el inicio y la latitud de una línea AB, su longitud y acimut o rumbo se obtienen fácilmente a partir de las siguientes relaciones:

$$\text{tan acimut (o rumbo) } AB = \frac{\text{inicio } AB}{\text{latitud } AB} \qquad (10.8)$$

$$\text{longitud } AB = \frac{\text{inicio } AB}{\sin \text{ acimut (o rumbo) } AB} = \frac{\text{latitud } AB}{\cos \text{ acimut (o rumbo) } AB} = \sqrt{(\text{inicio } AB)^2 + (\text{latitud } AB)^2} \qquad (10.9)$$

Las ecuaciones (10.7) se pueden escribir para expresar desviaciones y latitudes en términos de diferencias de coordenadas Δ X y Δ Y de la siguiente manera:

$$\text{inicio}_{AB} = X_B - X_A = \Delta X$$
$$\text{latitud}_{AB} = Y_B - Y_A = \Delta Y \qquad (10.10)$$

Sustituyendo las ecuaciones (10.10) en las ecuaciones (10.8) y (10.9)

$$\text{tan acimut (o Rumbo) } AB = \frac{X_B - X_A}{Y_B - Y_A} = \frac{\Delta X}{\Delta Y} \qquad (10.11)$$

$$\text{longitud } AB = \frac{X_B - X_A (\text{or } \Delta X)}{\text{sin acimut (o rumbo) } AB}$$

$$= \frac{Y_B - Y_A (\text{or } \Delta Y)}{\text{cos acimut (o rumbo) } AB}$$

$$= \sqrt{(X_B - X_A)^2 + (Y_B - Y_A)^2}$$

$$= \sqrt{(\Delta X)^2 + (\Delta Y)^2} \qquad (10.12)$$

Las ecuaciones (10.8) a (10.12) se pueden aplicar a cualquier línea cuyas coordenadas se conozcan, independientemente de si se observó o no en el estudio. Nótese que X_B y Y_B debe aparecer primero en las ecuaciones (10.11) y (10.12), de modo que ΔX y ΔY tengan los signos algebraicos correctos. Calcular longitudes y rumbos (direcciones) de líneas a partir de inicios y latitudes, o de coordenadas, se denomina inversión.

■ 10.1 1 CÁLCULO DE LAS LONGITUDES Y DIRECCIONES DE LAS POLIGONALES AJUSTADAS.

En los ajustes de las poligonales, como se ilustra en los Ejemplos 10.4 y 10.7, se aplican correcciones a las desviaciones y latitudes calculadas para obtener valores ajustados. Estas, a su vez, se utilizan para calcular las coordenadas X e Y de las estaciones de la poligonación. Al modificar las desviaciones y latitudes de las líneas durante el proceso de ajuste, también se modifican sus longitudes y acimuts (o rumbos). En muchos tipos de levantamientos topográficos, es necesario calcular las longitudes y direcciones (rumbos) modificadas o "finalmente ajustadas". Por ejemplo, si el propósito de la poligonación era describir los límites de una parcela de tierra, las longitudes y direcciones finales ajustadas se utilizarían en la escritura registrada. Las ecuaciones desarrolladas en la sección anterior permiten el cálculo de valores finales para longitudes y direcciones de líneas poligonales basadas ya sea en sus desviaciones y latitudes ajustadas o en sus coordenadas finales.

■ EJEMPLO 10.8

Calcule las longitudes y acimuts finales ajustados de la poligonación del Ejemplo 10.4 a partir de las desviaciones y latitudes ajustadas que se listan en la Tabla 10.4.

SOLUCIÓN

Las ecuaciones (10.8) y (10.9) se aplican para calcular la longitud y el acimut ajustados de la línea A B. Todas las demás se calcularon de la misma manera. Los resultados se listan en la Tabla 10.7.

TABLA 10.7 Longitudes y Direcciones Ajustadas Finales para la Poligonación del Ejemplo 10.4

	Equilibrado		Equilibrado	
Línea	Inicio	Latitud	Longitud (pies)	Acimut
AB	517,444	−388,835	647,26	126°55′23″
BC	5,964	−202,948	203,04	178°19′00″
CD	192,881	694,022	720,33	15°31′54″
DE	−590,571	153,689	610,24	284°35′13″
EA	−125,718	−255,928	285,14	206°09′41″

Por la Ecuación (10.8)

$$\tan \text{acimut}_{AB} = \frac{517{,}444}{-388{,}835} = -1{,}330755;$$

$$\text{acimut}_{AB} = -53°04'37'' + 180° = 126°55'23''$$

Por la Ecuación (10.9)

$$\text{longitud}_{AB} = \sqrt{(517{,}444)^2 + (-388{,}835)^2} = 647{,}26 \text{ (pies)}$$

Comparando las longitudes observadas de la Tabla 10.4 con los valores finales ajustados de la Tabla 10.7, se puede ver que, como se esperaba, los valores han sufrido pequeños cambios, algunos aumentando, otros disminuyendo y la longitud DE permaneciendo igual debido a cambios compensatorios.

EJEMPLO 10.9.

Utilizando coordenadas, calcule las longitudes y acimuts ajustados para la poligonación del Ejemplo 10.7 (véase la Tabla 10.6).

SOLUCIÓN:

Las ecuaciones (10.11) y (10.12) se utilizan para demostrar el cálculo de la longitud y el acimut ajustados de la línea AB. Todas las demás se calcularon de la misma manera. Los resultados se muestran en la Tabla 10.8. La comparación de las longitudes y acimuts ajustados de esta tabla con sus valores sin ajustar de la Tabla 10.6 revela que todos los valores han experimentado cambios de distinta magnitud.

X_B - X_A = 13.696,41 - 12.765,48 = 930,93 = ΔX

Y_B - Y_A = 43.755,98 - 43.280,21 = 475,77 = ΔY

Por la ecuación (10.11) tan $acimut_{AB}$ = 930,93/475,77 = 1,95668075; $acimut_{AB}$ = 62°55'47".

Por la ecuación (10.12), $longitud_{AB}$= $\sqrt{(930{,}93)^2 + (475{,}77)^2} = 1045{,}46$ pies

Tabla 10.8 Longitudes y Direcciones Finales Ajustadas para Poligonación del ejemplo 10.7

	Ajustadas		Ajustadas	
Línea	ΔX	ΔY	Longitud (pies)	Acimut
AB	930,93	475,77	1045,46	62°55'47"
BC	657,94	−762,80	1007,35	139°13'16"
CD	756,57	483,34	897,78	57°25'38"
DE	−313,80	907,99	960,68	340°56'06"

Tabla 10.9 Ángulos Finales Ajustados para el Ejemplo 10.4

Ángulo	Azimut de vista hacia Adelante	Azimut de vista hacia Atrás	Ángulo Ajustado	Diferencia
A (EAB)	*AB* = 126°55′23″	*AE* = 26°09′41″	100°45′42″	7″
B (ABC)	*BC* = (178°19′00″ + 360°)	*BA* = 306°55′23″	231°23′37″	−4″
C (BCD)	*CD* = (15°31′54″ + 360°)	*CB* = (178°19′00″ + 180°)	17°12′54″	−2″
D (CDE)	*DE* = 284°35′13″	*DC* = (15°31′54″ + 180°)	89°03′19″	−7″
E (DEA)	*EA* = 206°09′41″	*ED* = (284°35′13″ − 180°)	101°34′28″	6″
			$\sum$ = 540°00′00″	$\sum$ = 0″

Debido a que los acimuts finales ajustados son diferentes de sus valores preliminares, los ángulos ajustados preliminares también han cambiado. El acimut de vista hacia atrás debe restarse del acimut de vista hacia adelante para calcular los ángulos finales ajustados. Un método para listar tanto las estaciones de referencia como de referencia para cada ángulo ayuda a determinar qué acimuts deben restarse. Por ejemplo, el ángulo en A en la Figura 10.1 se lista como EAB, donde E es la estación de vista hacia atrás y B es la estación de vista hacia adelante para el ángulo interior en sentido horario. Como neumónico, el ángulo A se calcula como la diferencia entre los acimuts AB y AE, donde Az_{AB} es el acimut de vista hacia adelante del ángulo A y Az_{AE} es el acimut de vista hacia atrás. Por lo tanto, el ángulo en A se calcula como

$$\begin{aligned}\angle EAB &= Az_{AB} - Az_{AE}\\ &= 126°55'23'' - (206°09'41'' - 180°)\\ &= 100°45'42''\end{aligned}$$

Observe en este ejemplo que el acimut posterior de EA de la Tabla 10.7 era necesario para la vista atrás y, por lo tanto, se restaron 180° del acimut EA. Tenga en cuenta también que el valor final ajustado para el ángulo en A difiere del valor preliminar ajustado en 7". Los ángulos finales ajustados para el resto de la poligonación se muestran en la Tabla 10.9. Para cada ángulo, el designador apropiado de tres letras, que define el ángulo interior en sentido horario, se muestra entre paréntesis. La Tabla 10.8 también muestra los acimuts de vista adelante y vista atrás apropiados y el ángulo final ajustado en cada estación. Observe que la suma de los ángulos nuevamente logra el cierre geométrico con un valor de 540°. Sin embargo, cada ángulo difiere del valor dado en la Tabla 10.1 por la cantidad que se muestra en la última columna. En el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani hay videos instructivos que se pueden descargar. El video Traverse Computations II.mp4 demuestra los cálculos de las observaciones ajustadas para la poligonación que se muestra en la Figura 10.1.

■ 10.12 CÁLCULOS DE COORDENADAS EN LEVANTAMIENTOS DE LÍMITES.

El cálculo de un rumbo (dirección) a partir de las coordenadas conocidas de dos puntos de una línea se realiza comúnmente en los levantamientos de límites. Si se conocen las longitudes y direcciones de las líneas desde los puntos de la poligonación hasta las esquinas de un terreno, se pueden determinar las coordenadas de las esquinas y calcular las longitudes y rumbos de todos los lados.

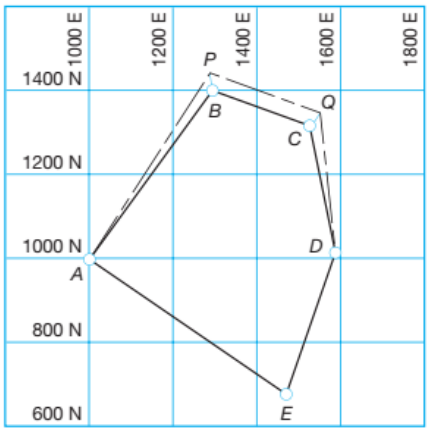


Figura 10.4
Trazado de poligonación para un estudio de límites.

■ EJEMPLO 10.10

En la Figura 10.4, APQDEA corresponde a una parcela de terreno que debe ser topografiada, pero debido a obstrucciones, no se pueden establecer las estaciones de la poligonación en P y Q. Por lo tanto, las estaciones de desplazamiento B y C se ubican cerca, y se ejecuta la poligonal cerrada ABCDE. Las longitudes y acimuts de las líneas BP y CQ son de 42,50 pies (354°50'00") y 34,62 pies (26°39'54"), respectivamente.

Siguiendo los procedimientos mostrados en ejemplos anteriores, se calculó y ajustó la poligonal ABCEA, y se determinaron las coordenadas de todas las estaciones. Estas se muestran en la siguiente tabla.

Punto	*X* (pies)	*Y* (pies)
A	1000,00	1000,00
B	1290,65	1407,48
C	1527,36	1322,10
D	1585,70	1017,22
E	1464,01	688,25

Calcular la longitud y el rumbo del límite de propiedad PQ.

SOLUCIÓN .

1.- Utilizando las ecuaciones (10.1) y (10.2), las desviaciones y latitudes de las líneas BP y CO son:

$$\text{Dep}_{BP} = 42{,}50 \sin(354°50'00'') = -3{,}83 \text{ pies}$$
$$\text{Dep}_{CQ} = 34{,}62 \sin(26°39'54'') = 15{,}54 \text{ pies}$$

$$\text{Lat}_{BP} = 42{,}50 \cos(354°50'00'') = 42{,}33 \text{ pies}$$
$$\text{Lat}_{CQ} = 34{,}62 \cos(26°39'54'') = 30{,}94 \text{ pies}$$

2. A partir de las coordenadas de las estaciones B y C y las salidas y latitudes recién calculadas, la siguiente solución tabular produce las coordenadas X e Y para los puntos P y Q:

	X	*Y*		*X*	*Y*
B	1290,65	1407,48	*C*	1527,36	1322,10
BP	−3,83	+42,33	*CQ*	+15,54	+30,94
P	1286,82	1449,81	*Q*	1542,90	1353,04

3. A partir de las coordenadas de P y Q, la longitud y el rumbo de la línea PQ se obtienen de la siguiente manera:

	X	Y
Q	1542,90	1353,04
P	−1286,88	−1449,81
PQ	ΔX = 256,02	ΔY = −96,77

Por la ecuación (10.11), tan $rumbo_{PQ}$ = 256,02/—96,77 = —2,64565; $rumbo_{PQ}$ = S69°17'40"E

Por la ecuación (10.12), longitud $PQ = \sqrt{(-96{,}77)^2 + (256{,}02)^2} = 273{,}79$ pies

Mediante las ecuaciones (10.11) y (10.12), también se pueden determinar las longitudes y los rumbos de las líneas AP y QD. Como se mencionó anteriormente, se debe tener mucho cuidado al emplear este procedimiento, ya que no se obtienen comprobaciones de las mediciones de longitud y azimut de las líneas BP y CQ, ni se realizan comprobaciones computacionales de las longitudes y rumbos calculados.

■ 10.13 USO DE POLIGONACIONES ABIERTAS

Aunque las poligonaciones abiertas se deben usar con reticencia, a veces hay situaciones en las que es muy útil correr una y luego calcular la longitud y dirección de la "línea de cierre". En la Figura 10.5, por ejemplo, supongamos que se planea una alineación horizontal mejorada para los caminos Taylor Lake y Atkins, y se debe trazar una nueva línea de construcción AE. Debido a la densidad del bosque, la visibilidad entre los puntos A y E no es posible. Se podría correr una línea aleatoria (ver Sección 8.17) desde A hacia E y luego corregirla a la línea deseada, pero eso sería muy difícil y consumiría mucho tiempo debido a la densidad de los árboles. Una solución a este problema es correr la travesía abierta ABCDE, lo que se puede hacer con bastante facilidad a lo largo del derecho de paso despejado de los caminos existentes. Para este problema se puede tomar un azimut supuesto (por ejemplo, norte) para la línea UA, y se pueden asignar coordenadas supuestas (por ejemplo, 10.000,00 y 10.000,00) a la estación A. A partir de las longitudes y ángulos observados, se pueden calcular las desviaciones y latitudes de todas las líneas, así como las coordenadas de todos los puntos. A partir de las coordenadas resultantes de las estaciones A y E, se puede calcular la longitud y el acimut de la línea de cierre AE. Finalmente, se puede calcular y calcular el ángulo de deflexión α necesario para llegar a E desde A.

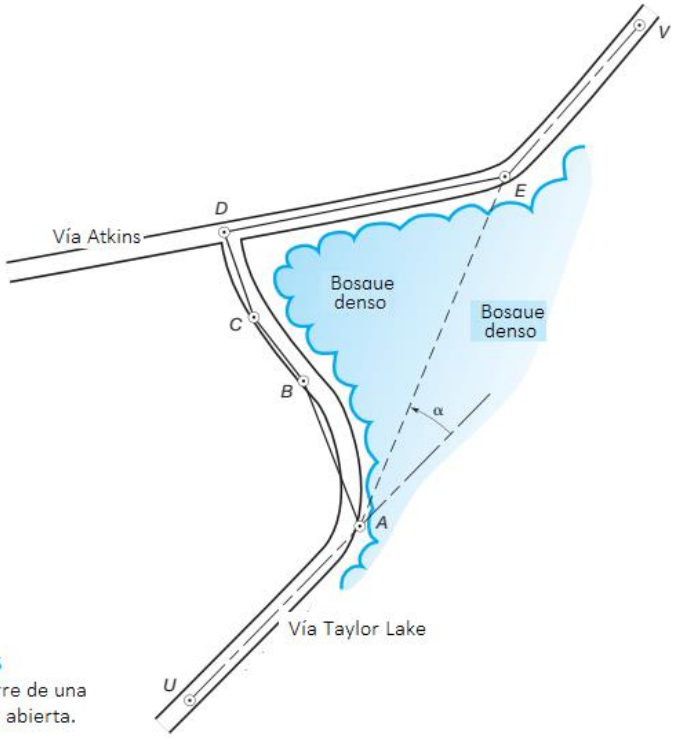


Figura 10.5
Línea de cierre de una poligonación abierta.

Al ejecutar poligonaciones abiertas, se debe tener mucho cuidado en todas las observaciones, ya que no hay verificación y cualquier error resultará en una longitud y dirección erróneas para la línea de cierre. Se deben practicar procedimientos como cerrar el horizonte y observar las longitudes de las líneas desde ambos extremos para obtener verificaciones independientes de todas las observaciones. También se debe tener sumo cuidado en los cálculos,

aunque trazar cuidadosamente la poligonación y escalar la longitud de la línea de cierre y el ángulo de deflexión puede asegurar una verificación aproximada.

Punto	Longitud (pies)	Ángulo hacia la Derecha
A		115°18′25″
	3305,78	
B		161°24′11″
	1862,40	
C		204°50′09″
	1910,22	
D		273°46′37″
	6001,83	
E		

EJEMPLO 10.11:

Calcule la longitud y el acimut de la línea de cierre AE y el ángulo de deflexión α de la Figura 10.5, dados los siguientes datos observados:

SOLUCIÓN:

La Tabla 10.10 presenta una solución tabular para calcular acimuts, inicios, latitudes y coordenadas. A partir de las coordenadas de los puntos A y E, los valores de ΔX y ΔY de la línea AE son:

ΔX = 7.004,05 – 10.000,00 = -2.995,95 pies;

ΔY = 17.527,05 – 10.000,00 = 7.527,05 pies. Según la Ecuación (10.12), la longitud de la línea de cierre AE es

$$\text{longitud}_{AE} = \sqrt{(-2995{,}95)^2 + (7527{,}05)^2} = 8101{,}37\,(\text{pies})$$

TABLA 10.10 Cálculos para la línea de cierre

Punto	Acimut	Inicio	Latitud	*X* (pie)	*Y* (pie)
U					
	Norte (asumido)				
A				10.000,00	10.000,00
	295°18′25″	−2988,53	1413,11		
B				7011,47	11.413,11
	276°42′36″	−1849,64	217,61		
C				5161,83	11.630,72
	301°32′45″	−1627,93	999,39		
D				3533,90	12.630,11
	35°19′22″	3470,15	4896,94		
E				7004,05	17.527,05

Por la ecuación (10.11), el azimut de la línea de cierre AE es

$$\tan \text{acimut}_{AE} = \frac{-2995{,}95}{7527{,}05} = -0{,}39802446;\ \text{acimut}_{AE} = 338°17'46''$$

(Tenga en cuenta que con un ΔX negativo y un ΔY positivo, el rumbo de AE es noroeste, por lo tanto, el acimut es 338°17'46".)

Finalmente, el ángulo de deflexión α es la diferencia entre los acimuts de las líneas AE y UA, ó

$$-\alpha = 338°17'46'' - 360° = -21°42'14''(\text{left})$$

Con la aparición del GNSS, problemas como el ilustrado en el Ejemplo 10.11 ya no necesitarán resolverse mediante poligonaciones abiertas. En su lugar, se podrán colocar receptores en los puntos U, A y E de la Figura 10.5 y determinar sus coordenadas. A partir de estas coordenadas, se podrán calcular los acimuts de las líneas UA y AE, así como el ángulo α.

■ 10.14 SISTEMAS DE COORDENADAS DEL PLANO ESTATAL

En circunstancias normales, los sistemas de coordenadas rectangulares para levantamientos planos tendrían un tamaño limitado debido a la curvatura terrestre. Sin embargo, el Servicio Geodésico Nacional (NGS) desarrolló sistemas de coordenadas estatales para cada estado de Estados Unidos, que conservan una precisión de 1 parte en 10.000 o mejor al ajustar las distancias geodésicas curvas a las longitudes de la cuadrícula del plano. No obstante, si la reducción de las observaciones se realiza correctamente (véase la Sección 20.8), no se perderá precisión en el levantamiento. Las coordenadas del plano estatal están relacionadas con las coordenadas geodésicas de latitud y longitud, de modo que las estaciones de levantamiento de control establecidas por el NGS, así como las establecidas por otros, pueden vincularse a los sistemas. A medida que se establecen estaciones adicionales y se determinan sus coordenadas, estas también se convierten en puntos de referencia utilizables en los sistemas del plano estatal. Estas estaciones de control con hitos sirven como puntos de partida para levantamientos locales y permiten la restauración precisa de marcas borradas o destruidas que tienen coordenadas conocidas.

Si se conocen las coordenadas del plano estatal de dos estaciones intervisibles, como A y Az Mk de la Figura 9.1(a), se puede calcular la dirección de la línea A-Az Mk y utilizarla para orientar el instrumento de la estación total en A. De esta manera, se obtienen los acimuts y rumbos de las líneas transversales sin necesidad de realizar observaciones astronómicas ni recurrir a otros medios. En el pasado, algunas ciudades y condados han utilizado sus propios sistemas de coordenadas planas locales para ubicar líneas de calles, alcantarillado, propiedades y otras. Debido a su extensión limitada y a la discontinuidad resultante en los límites de la ciudad o el condado, dichos sistemas locales son menos deseables que una cuadrícula estatal. Otro sistema de coordenadas planas llamado Universal Transverse Mercator (UTM) (véase la Sección 20.12) es ampliamente utilizado para localizar objetos mediante coordenadas. El ejército y otros organismos utilizan este sistema para diversos fines.

■ 10.15 CÁLCULOS DE POLIGRÁFICOS USANDO COMPUTADORAS

En la actualidad, se usan ampliamente computadoras de varios tipos y tamaños en topografía y son particularmente convenientes para hacer cálculos de poligonaciones. Comúnmente se llevan al campo pequeñas unidades portátiles programables, recolectores de datos y computadoras portátiles y se usan para verificar datos en busca de errores de cierre aceptables antes de regresar a la oficina. En la oficina, se usan ampliamente las computadoras personales. Existe una variedad de programa computacional disponible para uso de los topógrafos. Algunos fabricantes suministran programas estándar, que incluyen cálculos de poligonaciones, con la compra de su equipo. También se pueden comprar varios programas computacionales de varios proveedores. El programa computacional de hojas de cálculo también se puede usar convenientemente con computadoras personales para calcular y ajustar poligonales. Por supuesto, las empresas de topografía e ingeniería con frecuencia escriben programas específicamente para su propio uso. Los lenguajes de programación estándar empleados incluyen Fortran, Pascal, BASIC, C y otros. Se proporciona un programa de cálculo de poligonaciones en el programa computacional WOLFPACK en el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani. Calcula desviaciones y latitudes, errores de cierre lineal y precisión relativa, y realiza ajustes mediante la regla de la brújula (Bowditch). Además, el programa calcula las coordenadas de los puntos de la poligonación y el área dentro de las poligonaciones utilizando el método de coordenadas (discutido en la Sección 12.5). En la Figura 10.6, se muestran los archivos de entrada y salida de WOLFPACK para el Ejemplo 10.4.

Para el archivo de datos de la Figura 10.6, la información ingresada a la derecha de los datos numéricos es sólo para explicación y no necesita incluirse en el archivo. El formato de cualquier archivo de datos se puede encontrar en la pantalla de ayuda adjunta para la opción deseada. También en el sitio web complementario de este libro, el archivo Excel® C10.xls demuestra los cálculos de la poligonación y para los datos de los Ejemplos 10.4 y 10.6. Para aquellos interesados en un lenguaje de programación de nivel superior, el Ejemplo 10.4 se calcula en la hoja de cálculo TRAV.XMCD de Mathcad®. Este ejemplo también se demuestra en el archivo html Trav.html. Además de realizar cálculos rutinarios como soluciones de poligonaciones, las computadoras personales tienen muchas otras aplicaciones valiosas en oficinas de topografía e ingeniería. Dos ejemplos son su uso con programa computacional de dibujo asistido por computadora (CAD) para trazar mapas y dibujar curvas de nivel (véase la Sección 18.14), y con una frecuencia cada vez mayor también se están empleando para operar programas computacionales de sistemas de información geográfica (GIS) (véase el Capítulo 28).

DATA FILE

```
Figure 10.1, Example 10.4 //title line
5 1  //number of courses; 1 = angles to the right; -1 = clockwise direction
126 55 17 //azimuth of first course in traverse; degrees minutes seconds
647.25 100 45 37 //first distance and angle at control station
203.03 231 23 43 //distance and angle for second course and station, respectively
720.35 17 12 59 //and so on
610.24 89 03 28
285.13 101 34 24
10000.00 5000.00 //coordinates of first control station
```

OUTPUT FILE

```
~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~ Traverse Computation ~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~
Title: Figure 10.1, Example 10.4 //title line Type: Polygon traverse

          Angle Summary
          Station   Unadj. Angle     Adj. Angle
          ---------------------------------------
              1     100°45'37.0"     100°45'34.8"
              2     231°23'43.0"     231°23'40.8"
              3      17°12'59.0"      17°12'56.8"
              4      89° 3'28.0"      89°03'25.8"
              5     101°34'24.0"     101°34'21.8"
          Angular misclosure (sec): 11"

                                                 Unbalanced
Course      Length       Azimuth        Dep         Lat
~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~
 1-2         647.25    126°55'17.0"    517.451   -388.815
 2-3         203.03    178°18'57.8"      5.966   -202.942
 3-4         720.35     15°31'54.6"    192.891    694.044
 4-5         610.24    284°35'20.4"   -590.564    153.709
 5-1         285.13    206°09'42.2"   -125.716   -255.919
           ----------                  ---------  ---------
  Sum =    2,466.00                      0.028      0.077

           Balanced                                Coordinates
        Dep         Lat      Point          X              Y
~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~
      517.443    -388.835      1       10,000.00       5,000.00
        5.964    -202.949      2       10,517.44       4,611.16
      192.883     694.022      3       10,523.41       4,408.22
     -590.571     153.690      4       10,716.29       5,102.24
     -125.719    -255.928      5       10,125.72       5,255.93

     Linear misclosure  = 0.082
     Relative Precision = 1 in 30,200

     Area: 272,600 sq. ft.
           6.258 acres {if distance units are feet}

Adjusted Observations
~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~
    Course    Distance   Azimuth     Point      Angle
~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~
       1-2      647.26  126°55'24"      1  100°45'42"
       2-3      203.04  178°19'00"      2  231°23'37"
       3-4      720.33   15°31'54"      3   17°12'54"
       4-5      610.24  284°35'14"      4   89°03'20"
       5-6      285.14  206°09'41"      5  101°34'28"
```

Figura 10.6 Archivo de datos y archivo de salida de los cálculos de poligonación utilizando WOLFPACK.

■ 10.16 LOCALIZACIÓN DE ERRORES EN LAS OBSERVACIONES DE POLIGONACIONES

A menudo, se puede utilizar un análisis numérico o gráfico para determinar la ubicación de un error y, por lo tanto, ahorrar un tiempo considerable de campo al realizar las observaciones adicionales necesarias. Por ejemplo, si la suma de los ángulos interiores de una poligonación de cinco lados

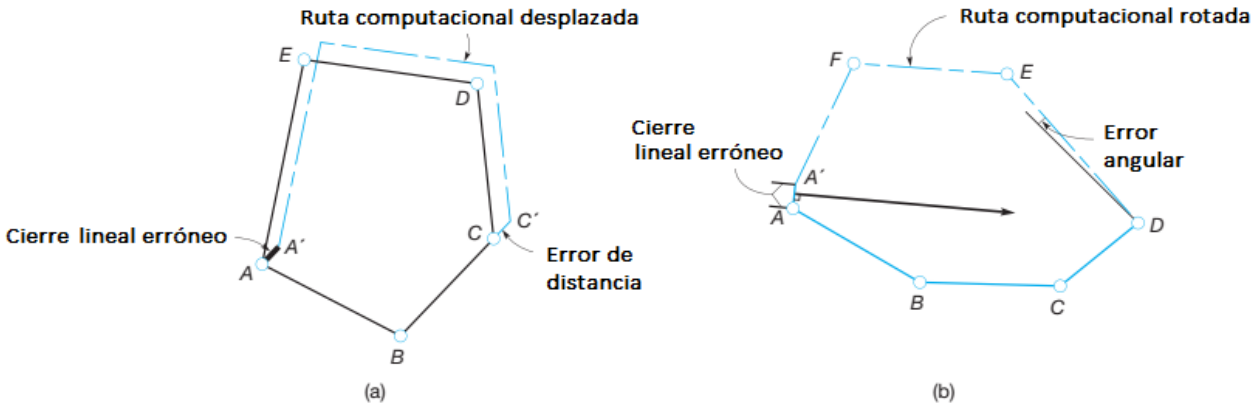


Figura 10.7 Localización de un error de distancia (a) o de ángulo (b).

Si se produce un error de cierre importante (digamos 10'11"), es probable que se haya cometido un error de 10' y varios errores menores que se acumulan hasta 11". En la Figura 10.7 se ilustran métodos para localizar gráficamente la estación o línea donde se produjo el error. El procedimiento se muestra para una poligonación de cinco lados, pero puede utilizarse para poligonaciones de cualquier número de lados. En la Figura 10.7(a), se ha producido un error en la distancia BC. Obsérvese que el error CC' desplaza las coordenadas calculadas de las estaciones restantes de tal manera que el acimut de la línea de error de cierre lineal coincide estrechamente con el acimut del recorrido BC que contiene el error. Si no se produjeran otros errores, aleatorios o sistemáticos, en la poligonación, habría una coincidencia perfecta en las direcciones de las dos líneas. Sin embargo, dado que los errores aleatorios son inevitables, la dirección del recorrido que contiene el error y la de la línea de error de cierre lineal nunca coinciden perfectamente, sino que serán aproximadas. Como se muestra en la Figura 10.7(b), un error en un ángulo (como en D) rotará las coordenadas calculadas de las estaciones restantes. Cuando esto sucede, la línea de cierre lineal A A' es una cuerda de un círculo con radio AD. Por lo tanto, la bisectriz perpendicular de la línea de cierre lineal apuntará al centro del círculo, que es la estación donde ocurrió el error angular. Nuevamente, si no ocurrieron otros errores durante el proceso de observación, esta bisectriz perpendicular apuntaría directamente a la estación. Dado que otros errores aleatorios son inevitables, lo más probable es que apunte cerca de la estación. Observaciones adicionales y una práctica de campo cuidadosa ayudarán a aislar errores. Por ejemplo, los cierres de horizonte a menudo ayudan a aislar y eliminar errores en el campo. Una línea de corte, como CE que se muestra discontinua en la Figura 9.1(a), que se extiende entre dos estaciones en una poligonación, produce figuras cerradas más pequeñas para ayudar a verificar y aislar errores. Además, las observaciones adicionales aumentarán la redundancia en la poligonación y, por lo tanto, la precisión del trabajo general. Estas observaciones adicionales se pueden utilizar como comprobaciones al realizar un ajuste de la regla de la brújula o se pueden incluir en un ajuste de mínimos cuadrados, que se analiza en el Capítulo 16.

Para quienes deseen programar los cálculos presentados en este capítulo, la hoja de cálculo de Mathcad TRAV.XMCD, disponible en el sitio web complementario de este libro, muestra los ejemplos presentados en este capítulo. Además, se utiliza una poligonación con un único error angular para demostrar cómo la bisectriz perpendicular de la línea de cierre incorrecto apunta aparentemente directamente al ángulo que contiene un error de 1 min.

■ 10.17 ERRORES EN LOS CÁLCULOS DE POLIGONACIONES

Algunos de los errores más comunes cometidos en los cálculos de poligonaciones son:

1. No ajustar los ángulos antes de calcular los acimuts o rumbos.

2. Aplicar ajustes de ángulos en la dirección incorrecta y no comprobar la suma de los ángulos para obtener un total geométrico adecuado.

3. Intercambiar los inicios y las latitudes o sus signos.

4. Confundir los signos de las coordenadas.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas con respuestas parciales en el Apéndice G.

10.1 ¿Cuáles son los pasos habituales para ajustar una poligonación cerrada?

10.2* La suma de siete ángulos interiores de una poligonación cerrada, cada uno redondeado a 3" (7,62 cm) es 899°59'39". ¿Cuál es el error de cierre y qué corrección se aplicaría a cada ángulo para equilibrarlos mediante el método 1 de la Sección 10.2?

10.3 Similar al problema 10.2, excepto que los ángulos se redondearon a 3" (7,62 cm) y su suma fue 720°00'18" (7,20 cm) para una poligonación de seis lados.

10.4 Similar al Problema 10.2, excepto que los ángulos se leyeron al 1" más cercano y su suma para una poligonación de nueve lados fue 1259°59'44”

10.5* Equilibre los ángulos del Problema 9.22. Calcule los acimuts preliminares para cada recorrido.

10.6 Equilibre los siguientes ángulos interiores (ángulos a la derecha) de una poligonación cerrada de cinco lados utilizando el método 1 de la Sección 10.2. Si el acimut del lado AB se fija en 74°31’7", calcule los acimuts de los lados restantes. A = 105°13’14"; B = 92°36’06"; C = 67°15'22": D = 217°24’30"; E = 57°30’38”. (Nota: La línea BC se orienta al NO).

10.7 Calcule las desviaciones y latitudes, la desviación lineal y la precisión relativa de la poligonación del Problema 10.6 si las longitudes de los lados (en pies) son las siguientes:

AB = 2157,34; BC = 1722,58; CD = 1318,15; DE = 1536,06; y EA = 1785,58.

(Nota: Suponga que las unidades son pies para todas las distancias).

10.8 Utilizando la regla de la brújula (Bowditch), ajuste las desviaciones y latitudes de la poligonación del Problema 10.7. Si las coordenadas de la estación A son X = 20.000,00 pies e Y = 15.000,00 pies, calcule (a) las coordenadas de las demás estaciones, (b) las longitudes y acimuts de las líneas AD y EB. y (c) los ángulos finales ajustados en las estaciones A y C.

10.9 Equilibre los siguientes ángulos interiores a la derecha para una poligonación con una precisión de 1" utilizando el método 1 de la Sección 10.2. Calcule los acimuts asumiendo un acimut fijo de 277°00’4" para la línea AB. A = 119°37'10"; B = 106°12'58"; C = 104°39'22"; D = 130°001'54"; E = 79°28'16" (Nota: La línea BC tiene dirección SO).

10.10 Determine las desviaciones y latitudes, el error de cierre lineal y la precisión relativa para la poligonación del Problema 10.9 si las longitudes de los lados (en metros) son las siguientes: AB = 223,011; BC = 168,818; CD = 182,358; DE = 229,024; y EA = 207,930.

10.11 Utilizando la regla de Bowditch, ajuste las desviaciones y latitudes de la poligonal del Problema 10.10. Si las coordenadas de la estación A son X = 310.630,892 m e Y = 121.311,411 m, calcule (a) las coordenadas de las otras estaciones y, a partir de ellas, (b) las longitudes y rumbos de las líneas CA y BD. y (c) los ángulos finales ajustados en B y D.

10.12 Igual que el Problema 10.9, excepto que se supone que la línea AB tiene un acimut fijo de 147°36’25" y la línea BC tiene rumbo NE.

10.13 Utilizando las longitudes del Problema 10.10 y los acimuts del Problema 10.12, calcule las desviaciones y latitudes, el error de cierre lineal y la precisión relativa de la poligonación.

10.14 Ajuste las desviaciones y latitudes del Problema 10.13 utilizando la regla de la brújula (Bowditch) y calcule las coordenadas de todas las estaciones si las coordenadas de la estación A son X = 243.605,596 m e Y = 25.393,201 m. Calcule la longitud y el acimut de la línea AC.

10.15 Calcule y tabule para la siguiente poligonación de polígono cerrado: (a) rumbos preliminares, (b) sin ajustar Desviaciones y latitudes, (c) error de cierre lineal, y (d) precisión relativa. (Nota: La línea BC lleva NE.)

Curso	Rumbo	Longitud (m)	Ángulo Interior (Derecha)
AB	S50°54′23″E	329,722	*A* = 120°07′10″
BC		210,345	*B* = 59°39′10″
CD		279,330	*C* = 248°00′57″
DE		283,426	*D* = 86°51′04″
EF		433,007	*E* = 102°09′16″
FA		307,625	*F* = 103°12′41″

10.16* En el problema 10.15, si un lado y/o ángulo es responsable de la mayor parte del error de cierre, ¿cuál es probable que sea?

10.17 Ajuste la poligonación del problema 10.15 usando la regla de la brújula. Si las coordenadas en metros del punto A son 6521,951 E y 7037,072 N, determine las coordenadas de todos los demás puntos. Halle la longitud y el rumbo de la línea AE. Para las poligonaciones de polígono cerrado dadas en los problemas 10.18 a 10.19 (longitudes en pies), calcule y tabule: (a) desviaciones y latitudes desequilibradas, (b) error de cierre lineal, (c) precisión relativa y (d) coordenadas preliminares si XA = 10.000,00 e YA = 5.000,00. Equilibre las poligonaciones por coordenadas usando la regla de la brújula.

	Curso	*AB*	*BC*	*CD*	*DA*
10.18	Rumbo	N54°07′19″ O	S38°52′55″ O	S30°38′15″E	N44°47′31″E
	Longitud	305,55	239,90	283,41	373,00
10.19	Acimut	124°09′35″	61°57′48″	298°13′52″	238°20′54″
	Longitud	541,17	612,41	615,35	524,18

10.20 Calcule el error de cierre lineal, la precisión relativa y las longitudes y acimuts ajustados para los lados después de que las desviaciones y latitudes se equilibran mediante la regla de la brújula en la siguiente poligonación de polígono cerrado.

Curso	Longitud (m)	Inicio (m)	Latitud (m)
AB	399,233	−367,851	+155,150
BC	572,996	−129,550	−558,152
CA	640,164	+497,402	+403,003

10.21 Los siguientes datos se aplican a una poligonación de enlace cerrado [como la de la Figura 9.1 (b)]. Calcule los acimuts preliminares, ajústelos y calcule las desviaciones y latitudes, las desviaciones en la desviación y latitud, y la precisión relativa de la poligonación. Equilibre las desviaciones y latitudes utilizando la regla de la brújula y calcule las coordenadas de los puntos B, C y D. Calcule las longitudes y acimuts finales de las líneas AB, BC, CD y DE.

Estación	Ángulo Medido (a la Derecha)	Acimut Ajustado	Longitud Medida (pie)	X (pie)	Y (pie)
$AzMk_1$					
		342°09′28″			
A	258°12′18″			2.521.005,86	379.490,84
			200,55		
B	215°02′53″				
			253,84		
C	128°19′11″				
			205,89		
D	237°34′05″			2.521.575,16	379.714,76
		101°18′31″			
$AzMk_2$					

10.22 Similar al problema 10.21, excepto que se utilizan los siguientes datos:

Estación	Ángulo Medido (a la Derecha)	Acimut Ajustado	Longitud Medida (m)	X (m)	Y (m)
$AzMk_1$					
		330°40′42″			
A	82°57′54″			185.435,380	24.957,460
			285,993		
B	261°21′42″				
			275,993		
C	149°31′27″				
			318,871		
D	118°33′32″				
			236,504		
E	215°00′51″			184.539,770	24.880,286
		258°05′38″			
$AzMk_2$					

Los acimuts (desde el norte de una poligonación) son AB = 38°17'02", BC = 121°26'30", CD = 224°56'59" y DA = 308°26'56". Si una distancia observada contiene un error, ¿qué recorrido es más probable que cause las condiciones de cierre dadas en los problemas 10.23 y 10.24? ¿El recorrido es demasiado largo o demasiado corto?

10.23* Suma algebraica de desviaciones = 5,12 pies latitud = —3,13 pies.

10.24 Suma algebraica de desviaciones = -3,133 m latitud = +2,487 m.

10.25 Determine las longitudes y los rumbos de los lados de un terreno cuyas esquinas tienen las siguientes coordenadas X e Y (en pies): A (5000,00,5000,00); B (5289.67, 5436.12); C (4884.96, 5354.54); D (4756.66, 5068.37).

10.26 Calcule las longitudes y acimutes de los lados de una poligonal de polígono cerrado cuyas esquinas tienen las siguientes coordenadas X e Y (en metros): A (8000.000; 5000.000); B (2650,000; 4702,906); C (1752,028; 2015,453); D (1912,303; 1511,635).

10.27 Al buscar un registro de la longitud y el rumbo verdadero de una línea limítrofe recta entre A y B, se encontraron las siguientes notas de una antigua poligonación aleatoria (medida con brújula y cadena de Gunter, declinación) 4°45' O). Calcule el rumbo verdadero y la longitud (en pies) de BA.

Curso	*A*-1	1-2	2-3	3-*B*
Rumbo magnético	Dirección N	N20°00′E	Dirección E	S46°30′E
Distancia (ch)	11,90	35,80	24,14	12,72

10.28 Describa cómo se puede localizar un error en una poligonación.

10.29 Cree un programa computacional que resuelva el problema 10.18.

10.30 Cree un programa computacional que resuelva el problema 10.21.

BIBLIOGARFÍA

Dracup, J. F. 1993. "Accuracy Estimates from the Least Squares Adjustment of Traverses by Conditions." *Surveying and Land Information Systems* 53 (No. 1): 11.

Ghilani, C. D. 2010. *Adjustment Computations: Spatial Data Analysis*, 5th ed. New York, NY: Wiley.

■ 1 1.1 INTRODUCCIÓN

A excepción de los extensos levantamientos de control geodésico, casi todos los demás levantamientos se referencian a sistemas de coordenadas planas rectangulares. Las coordenadas del plano estatal (véase el Capítulo 20) son las más empleadas, aunque se pueden utilizar sistemas arbitrarios locales. Las ventajas de referenciar puntos en un sistema de coordenadas rectangulares son

(1) las posiciones relativas de los puntos se definen de forma única,

(2) se pueden trazar cómodamente,

(3) si se pierden en el campo, se pueden recuperar fácilmente de otros puntos disponibles referenciados al mismo sistema, y

(4) los cálculos se facilitan enormemente.

Los cálculos que involucran coordenadas se realizan en una variedad de problemas topográficos. Se introdujeron dos situaciones en el Capítulo 10, donde se demostró que la longitud y la dirección (acimut o rumbo) de una línea se pueden calcular a partir de las coordenadas de sus puntos finales. El cálculo de área usando coordenadas se discute en el Capítulo 12. Otros problemas que se resuelven convenientemente usando coordenadas son determinar el punto de intersección de (a) dos líneas, (b) una línea y un círculo, y (c) dos círculos. Las soluciones para estos y otros problemas de geometría de coordenadas se discuten en este capítulo. Se mostrará que el método empleado para determinar el punto de intersección de una línea y un círculo se reduce a encontrar la intersección de una línea de acimut conocido y otra línea de longitud conocida. Además, el problema de encontrar la intersección de dos círculos consiste en determinar el punto de intersección de dos líneas que tienen longitudes conocidas. Este tipo de problemas se encuentran regularmente en los levantamientos de alineación horizontal donde es necesario calcular intersecciones de tangentes y curvas circulares, y en el trabajo de límites y subdivisión donde las parcelas de tierra a menudo se definen por líneas rectas y arcos circulares.

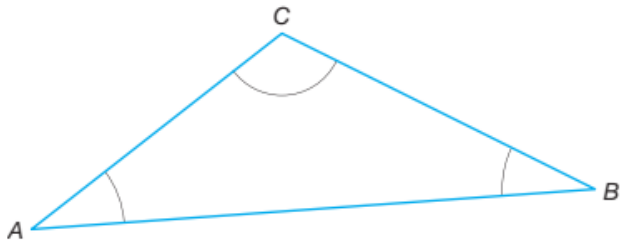


Figura 11.1
Un triángulo oblicuo

Los tres tipos de problemas de intersección mencionados anteriormente se resuelven convenientemente formando un triángulo entre dos estaciones de posición conocida desde las cuales se realizan las observaciones, y luego despejando las partes de este triángulo. Dos funciones importantes utilizadas para resolver triángulos oblicuos son

(1) la ley de los senos y

(2) la ley de los cosenos.

La ley de los senos relaciona las longitudes de los lados de un triángulo con los senos de los ángulos opuestos. Para la Figura 11.1, esta ley es

$$\frac{BC}{\sin A} = \frac{AC}{\sin B} = \frac{AB}{\sin C} \qquad (11.1)$$

Donde AB, BC y AC son las longitudes de los tres lados del triángulo ABC, y A y C son los ángulos. La ley de los cosenos relaciona dos lados y el ángulo comprendido de un triángulo con la longitud del lado opuesto al ángulo. En la Figura 11.1, se pueden escribir las siguientes tres ecuaciones que expresan la ley de los cosenos:

$$\begin{aligned} BC^2 &= AC^2 + AB^2 - 2(AC)(AB)\cos A \\ AC^2 &= BA^2 + BC^2 - 2(BA)(BC)\cos B \\ AB^2 &= CB^2 + CA^2 - 2(CB)(CA)\cos C \end{aligned} \qquad (11.2)$$

En algunas soluciones de geometría de coordenadas, se puede usar la fórmula cuadrática. En las Secciones 24.16.1 y 25.10 se discuten ejemplos donde esta ecuación simplifica la solución. Esta fórmula, que proporciona la solución para X en cualquier ecuación cuadrática de la forma $ax^2 + bx + c = 0$, es

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \qquad (11.3)$$

En las secciones restantes de este capítulo, se presentan procedimientos que utilizan triángulos y las ecuaciones (11.1) a (11.3) para resolver cada tipo de problema de geometría de coordenadas estándar.

■ 1 1.2 FORMAS DE COORDENADAS DE ECUACIONES PARA LÍNEAS Y CÍRCULOS

En la Figura 11.2, la línea recta AB está referenciada en un sistema de coordenadas rectangulares planas. Las coordenadas de los extremos A y B son X_A, Y_A, X_B y Y_B. La longitud AB y el acimut Az_{AB} de esta línea en términos de estas coordenadas son

$$AB = \sqrt{(X_B - X_A)^2 + (Y_B - Y_A)^2} \qquad (11.4)$$

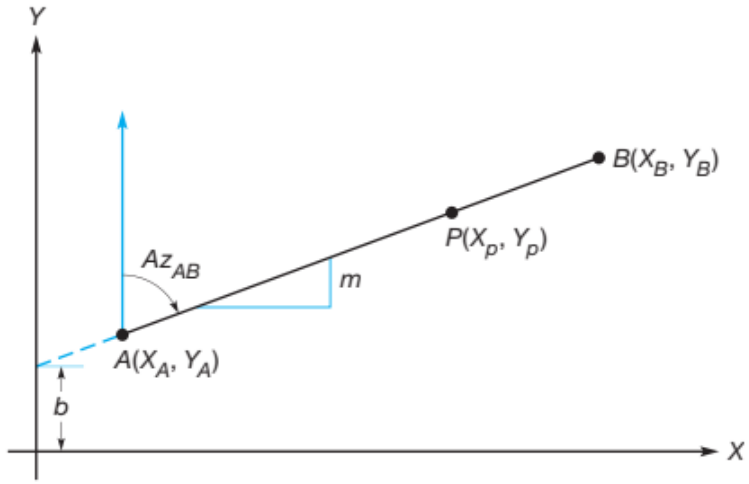


Figura 11.2
Geometría de una línea recta en un sistema de coordenadas planas.

$$Az_{AB} = \tan^{-1}\left(\frac{\Delta X}{\Delta Y}\right) + C \qquad \textbf{(11.5a)}$$

donde ΔX es X_B - X_A, ΔY es ΔX_B - ΔX_A, C es 0° si ambos ΔX e ΔY son mayores que cero; C es 180° si ΔY es menor que cero, y C es 360° si ΔX es menor que cero y ΔY es mayor que cero. Otra ecuación frecuentemente utilizada para determinar el acimut de un curso en software se conoce como la función atan2, que se calcula como

$$Az_{AB} = \text{atan2}(\Delta Y, \Delta X) + D = 2\tan^{-1}\left(\frac{\sqrt{\Delta X^2 + \Delta Y^2} - \Delta Y}{\Delta X}\right) + D \qquad \textbf{(11.5b)}$$

Donde D es 0° si los resultados de la función atan2 son positivos y 360° si los resultados de la función son negativos. La expresión matemática general para una línea recta es

$$Y_P = mX_P + b \qquad \textbf{(11.6)}$$

donde Y_P es la coordenada Y de cualquier punto P en la recta cuya coordenada X es X_P, m la pendiente de la recta y b la intersección con el eje y de la recta. La pendiente m se puede expresar como

$$m = \frac{Y_B - Y_A}{X_B - X_A} = \cot(Az_{AB}) \qquad \textbf{(11.7)}$$

A partir de las ecuaciones (11.5a) y (11.7), se puede demostrar que

$$Az_{AB} = \tan^{-1}\left(\frac{1}{m}\right) + C \qquad \textbf{(11.8)}$$

La expresión matemática general para un círculo en coordenadas rectangulares se puede escribir como

$$R^2 = (X_P - X_O)^2 + (Y_P - Y_O)^2 \qquad \textbf{(11.9)}$$

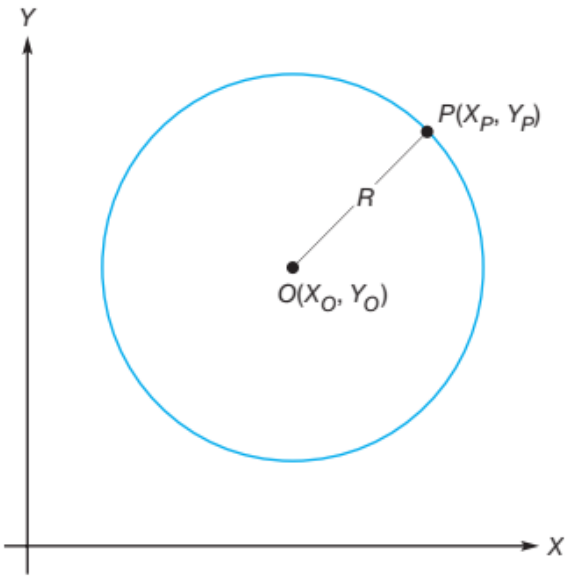


Figura 11.3
Geometría de un círculo en un sistema de coordenadas planas.

En la ecuación (11.9), y con referencia a la figura 11.3, R es el radio del círculo, X_0 e Y_0 son las coordenadas del punto de radio O, y X_P e Y_P son las coordenadas de cualquier punto P del círculo. Otra forma de la ecuación del círculo es

$$X_P^2 + Y_P^2 - 2X_O X_P - 2Y_O Y_P + f = 0 \qquad \textbf{(11.10)}$$

donde la longitud del radio del círculo se da como

$R = \sqrt{X_O^2 + Y_O^2 - f}$. [Nota: Aunque las ecuaciones (11.9) y (11.10) no se utilizan para resolver problemas en este capítulo, se aplican en capítulos posteriores.]

■ 11.3 DISTANCIA PERPENDICULAR DE UN PUNTO A UNA LÍNEA

Un problema común en la topografía de límites es determinar la distancia perpendicular de un punto a una línea. Este procedimiento puede utilizarse para comprobar la alineación de los marcadores topográficos en un bloque y también es útil en el diseño de subdivisiones. Suponga en la Figura 11.4 que los puntos A y B están en la línea definida por dos esquinas del bloque cuyas coordenadas se conocen. Suponga también que las coordenadas del punto P son conocidas.

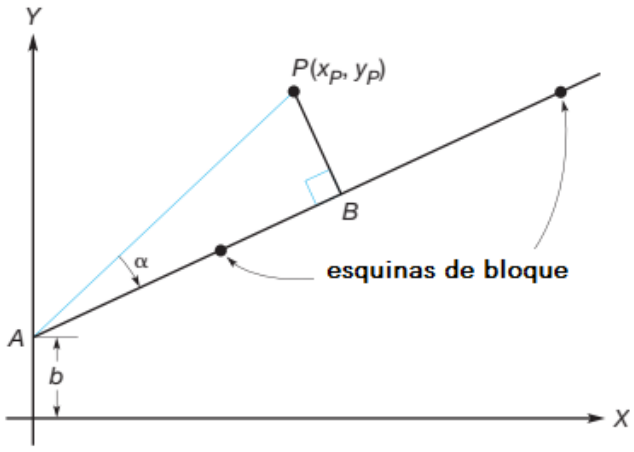


Figura 11.4
Distancia perpendicular de un punto a una línea.

La pendiente, m, e **y** intercepta a B, de la línea AB se calculan a partir de las coordenadas de las esquinas del bloque. Al asignar los ejes de coordenadas X e Y como se muestra en la figura, las coordenadas del punto A son X_A = 0 y Y_A = b. Utilizando las ecuaciones (11.4) y (11.5a), la longitud y el acimut de la línea AP se pueden determinar a partir de sus coordenadas. Mediante la ecuación (11.8), el acimut de la línea AB se puede determinar a partir de la pendiente de la línea AB. Ahora, el ángulo α se puede calcular como la diferencia entre los acimuts AP y AB, que para la situación representada en la figura 11.4 es

$$\alpha = Az_{AB} - Az_{AP} \qquad (11.11)$$

Reconociendo que ABP es un triángulo rectángulo, la longitud BP es

$$BP = AP \sin \alpha \qquad (11.12)$$

donde la longitud de AP se determina a partir de las coordenadas de los puntos A y P utilizando la ecuación (11.4).

EJEMPLO 11.1

Para la Figura 11.4, suponga que las coordenadas (X, Y) del punto P son (1123,82, 509,41) y que las coordenadas de las esquinas del bloque son (865,49, 416,73) y (1557,41, 669,09). ¿Cuál es la distancia perpendicular del punto P a la línea AB? (Todas las unidades están en pies).

SOLUCIÓN

Por la ecuación (11.7), y utilizando las coordenadas de las esquinas del bloque, la pendiente de la línea AB es

$$m = \frac{669{,}09 - 416{,}73}{1557{,}41 - 865{,}49} = 0{,}364724245$$

Reordenando la ecuación (11.6), la intersección con el eje y de la línea AB es

$$b = 416{,}73 - 0{,}364724245(865{,}49) = 101{,}065 \text{ (Pie)}$$

Por las ecuaciones (11.4) y (11.5a), la longitud y el acimut de la línea AP son

$$AP = \sqrt{(1123{,}82 - 0)^2 + (509{,}41 - 101{,}065)^2} = 1195{,}708 \text{ (Pie)}$$

$$Az_{AP} = \tan^{-1}\left(\frac{1123{,}82 - 0}{509{,}41 - 101{,}07}\right) + 0° = 70°01'52{,}2''$$

Por la ecuación (11.8), el azimut de la línea AB es

$$Az_{AB} = \tan^{-1}\left(\frac{1}{0{,}364724245}\right) + 0° = 69°57'42{,}7''$$

Usando la ecuación (11.11), el ángulo α es

$$\alpha = 70°01'52{,}2'' - 69°57'42{,}7'' = 0°04'09{,}5''$$

De la ecuación (11.12), la distancia perpendicular desde el punto P a la línea AB es

$$BP = 1195{,}708 \sin(0°04'09{,}5'') = 1{,}45 \text{ (Pie)}$$

■ 1 1.4 INTERSECCIÓN DE DOS LÍNEAS, AMBAS CON DIRECCIONES CONOCIDAS

La figura 11.5 ilustra la intersección de dos líneas AP y BP. Cada una tiene coordenadas conocidas para un punto final y cada una tiene una dirección conocida. Determinar el punto de intersección para este tipo de situación a menudo se denomina problema de dirección-dirección. Un método simple para calcular el punto de intersección P es resolver las partes del triángulo oblicuo ABP. Dado que se conocen las coordenadas de A y B, la longitud y el acimut de AB (mostrados en línea discontinua) se pueden determinar utilizando las ecuaciones (11.4) y (11.5a), respectivamente. Entonces, de la figura se puede ver que el ángulo A es la diferencia en los acimuts de AB y AP, o

$$A = Az_{AP} - Az_{AB} \qquad \textbf{(11.13)}$$

De manera similar, el ángulo B es la diferencia entre los acimuts de BA y BP, o

$$B = Az_{BA} - Az_{BP} \qquad \textbf{(11.14)}$$

Con dos ángulos del triángulo ABP calculados, el ángulo restante P es

$$P = 180° - A - B \qquad \textbf{(11.15)}$$

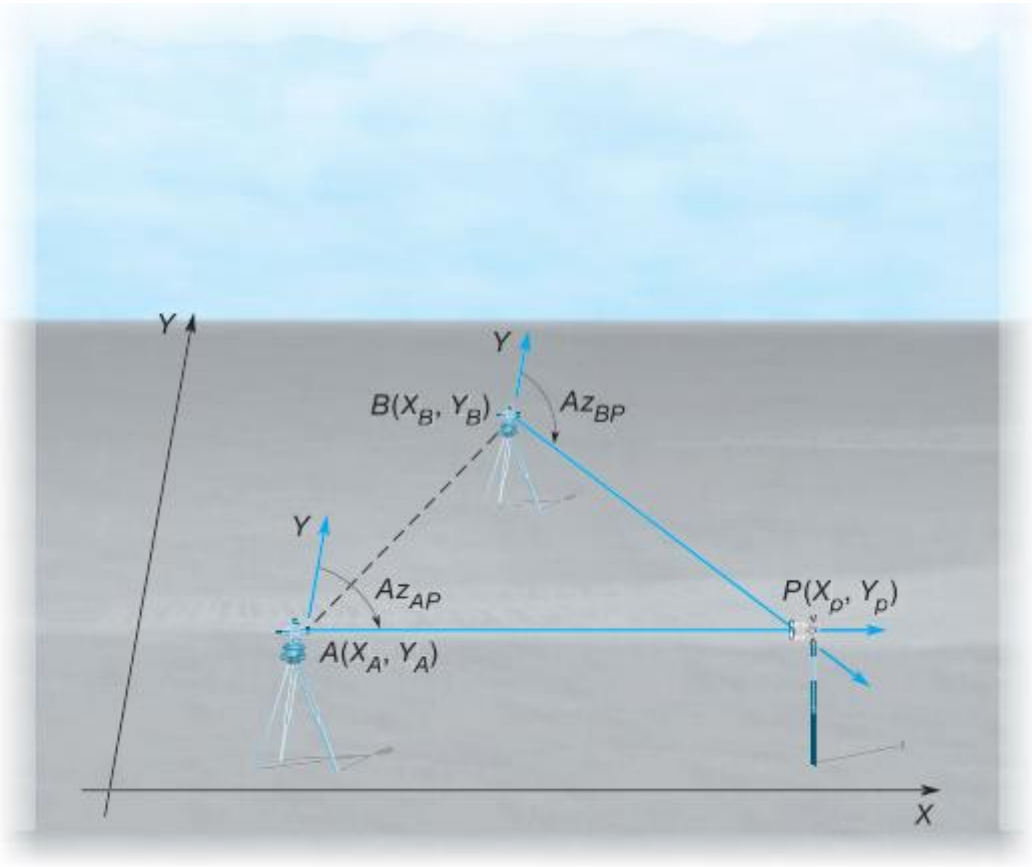


Figura 11.5
Intersección de dos líneas con direcciones conocidas.

Sustituyendo en la ecuación (11.1) y reorganizando la longitud del lado AP es

$$AP = AB\frac{\sin(B)}{\sin(P)} \qquad \textbf{(11.16)}$$

Conociendo tanto la longitud como el acimut de AP, las coordenadas de P son

$$X_P = X_A + AP \sin Az_{AP}$$
$$Y_P = Y_A + AP \cos Az_{AP} \qquad \textbf{(11.17)}$$

Se puede comprobar esta solución calculando la longitud BP y utilizándola junto con el acimut de BP para calcular las coordenadas de P. Las dos soluciones deberían coincidir, salvo por el redondeo. Cabe destacar que si los acimuts de las líneas AP y BP son iguales, entonces las líneas son paralelas y no se intersecan.

■ EJEMPLO 11.2

En la Figura 11.5, suponiendo que se conoce la siguiente información para dos líneas, calcule las coordenadas X_P y Y_P del punto de intersección. (Las coordenadas están en pies).

$$X_A = 1425{,}07 \quad X_B = 7484{,}80 \quad Az_{AP} = 76°04'24''$$
$$Y_A = 1971{,}28 \quad Y_B = 5209{,}64 \quad Az_{BP} = 141°30'16''$$

SOLUCIÓN

Por las ecuaciones (11.4) y (11.5a), la longitud y el acimut del lado AB son

$$AB = \sqrt{(7484{,}80 - 1425{,}07)^2 + (5209{,}64 - 1971{,}28)^2} = 6870{,}757 \textbf{ (pie)}$$
$$Az_{AB} = \tan^{-1}\left(\frac{7484{,}80 - 1425{,}07}{5209{,}64 - 1971{,}28}\right) + 0° = 61°52'46{,}8''$$

Por las ecuaciones (11.13) a (11.15), los tres ángulos del triángulo ABP son

$$A = 76°04'24'' - 61°52'46{,}8'' = 14°11'37{,}2''$$
$$B = (180° + 61°52'46{,}8'') - 141°30'16'' = 100°22'30{,}8''$$
$$P = 180° - 14°11'37{,}2'' - 100°22'30{,}8'' = 65°25'52{,}0''$$

Por la ecuación (11.16), la longitud AP es

$$AP = 6870{,}757\frac{\sin 100°22'30{,}8''}{\sin 65°25'52{,}0''} = 7431{,}224 \textbf{ (pie)}$$

Por las ecuaciones (11.17), las coordenadas de la estación P son

$$X_P = 1425{,}07 + 7431{,}224 \sin 76°04'24'' = 8637{,}85 \textbf{ (pie)}$$
$$Y_P = 1971{,}28 + 7431{,}224 \cos 76°04'24'' = 3759{,}83 \textbf{ (pie)}$$

Comprobación:

$$BP = 6870{,}757\left[\frac{\sin 14°11'37{,}2''}{\sin 65°25'52''}\right] = 1852{,}426 \textbf{ (pie)}$$
$$X_P = 7484{,}80 + (1852{,}426) \sin 141°30'16'' = 8637{,}85 \text{ (Comprobado)}$$
$$Y_P = 5209{,}64 + (1852{,}426) \cos 141°30'16'' = 3759{,}83 \text{ (Comprobado)}$$

■ 1 1.5 INTERSECCIÓN DE UNA LÍNEA CON UN CÍRCULO

La figura 11.6 ilustra la intersección de una línea (AC) de acimut conocido con un círculo de radio conocido ($BP_1 = BP_2$). Encontrar la intersección para esta situación se reduce a encontrar la intersección de una línea de dirección conocida con otra línea de longitud conocida y a veces se denomina problema de dirección-distancia. Como se muestra en la figura, observe que este problema tiene dos soluciones diferentes, pero como se analiza más adelante, generalmente se puede detectar y descartar la incorrecta. El enfoque para resolver este problema es similar al empleado en la sección 11.4; es decir, la respuesta se determina resolviendo un triángulo oblicuo. Esta solución particular demostrará el uso de la ecuación cuadrática para obtener ambas soluciones. En la figura 11.6, se conocen las coordenadas de B (el punto del radio del círculo). A partir de las coordenadas de los puntos A y B, se obtienen la longitud y el acimut de la línea AB (punteada) se determina mediante las ecuaciones (11.4) y (11.5a), respectivamente. El ángulo A se calcula a partir de los acimuts de AB y AC, como se indica a continuación:

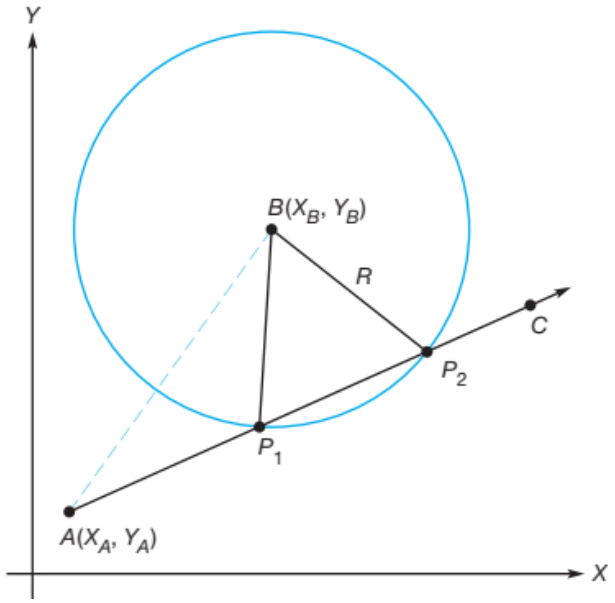


Figura 11.6
Intersección de una línea y un círculo.

$$A = Az_{AP} - Az_{AB} \qquad \textbf{(11.18)}$$

Sustituyendo los valores conocidos de A, AB y BP en la ley de cosenos [Ecuación (11.2)] se obtiene

$$BP^2 = AB^2 + AP^2 - 2(AB)(AP)\cos A \qquad \textbf{(11.19)}$$

En la ecuación (11.19), AP es una cantidad desconocida. Reorganizando esta ecuación se obtiene

$$AP^2 - 2(AB)(\cos A)AP + (AB^2 - BP^2) = 0 \qquad \textbf{(11.20)}$$

Ahora la ecuación (11.20), que es una expresión de segundo grado, se puede resolver utilizando la fórmula cuadrática [Ecuación (11.3)] de la siguiente manera:

$$AP = \frac{2(AB)\cos(A) \pm \sqrt{[2(AB)\cos A]^2 - 4(AB^2 - BP^2)}}{2} \qquad \textbf{(11.21)}$$

Al comparar la ecuación (11.21) con la ecuación (11.3), se observa que a = 1,b = 2(AB) cos A, y c = (AB^2 - BP^2). Debido al signo ± en la fórmula, existen dos soluciones para la longitud AP. Una vez determinadas estas dos longitudes, las posibles coordenadas de la estación P son

$$X_{P1} = X_A + AP_1 \sin(Az_{AP}) \quad \text{and} \quad Y_{P1} = Y_A + AP_1 \cos(Az_{AP})$$
$$X_{P2} = X_A + AP_2 \sin(Az_{AP}) \quad \text{and} \quad Y_{P2} = Y_A + AP_2 \cos(Az_{AP}). \qquad (11.22)$$

Si existen errores en los datos dados para el problema, o si se intenta un diseño imposible, el círculo no intersectará la línea. En este caso, los términos bajo el radical en la ecuación (11.21) serán negativos, es decir

$$[2(AB)\cos A]^2 - 4(AB^2 - BP^2) < 0.$$

Por lo tanto, es importante al resolver cualquiera de los problemas de geometría de coordenadas estar alerta a este tipo de problemas potenciales. La ley del seno también se puede utilizar para resolver este problema. Sin embargo, se debe tener cuidado al utilizar la ley del seno, ya que las dos soluciones no serán evidentes a simple vista. El procedimiento para resolver este problema utilizando la ley del seno es el siguiente:

1. Calcule la longitud y el acimut de la línea AB a partir de las coordenadas utilizando las ecuaciones (11.4) y (11.5a), respectivamente.

2. Calcule el ángulo en A utilizando la ecuación (11.18).

3. Utilizando la ley del seno, resuelva los ángulos en P_1 como

$$\sin P = \frac{AB \sin A}{BP} \qquad (11.23)$$

4. Nótese que la función seno tiene la relación sen(x) = sen (180° — x). Por lo tanto, la solución para el ángulo en B es

$$B_1 = 180° - (A + P)$$
$$B_2 = P - A \qquad (11.24)$$

5. Utilizando las dos soluciones para el ángulo B, determine el acimut de la línea BP como

$$Az_{BP1} = Az_{BA} - B_1$$
$$Az_{BP2} = Az_{BA} - B_2 \qquad (11.25)$$

6. Finalmente, utilizando los dos acimuts y la longitud observada de BP, determine las dos posibles soluciones para la estación P como

$$X_{P1} = X_B + BP \sin(Az_{BP1}) \quad \text{and} \quad Y_{P1} = Y_B + BP \sin(Az_{BP1})$$
$$X_{P2} = X_B + BP \sin(Az_{BP2}) \quad \text{and} \quad Y_{P2} = Y_B + BP \sin(Az_{BP2}) \qquad (11.26)$$

■ EJEMPLO 11.3

En la Figura 11.6, suponga que las coordenadas del punto A son X = 100,00 e Y = 130,00, y que las coordenadas del punto B son X = 500,00 e Y = 600,00. Si el acimut de AP es 70°42'36", y el radio del círculo (longitud BP) es 350,00, ¿cuáles son las posibles coordenadas del punto P?

(Nota: Las unidades lineales son pies).

SOLUCIÓN:

Según las ecuaciones (11.4) y (11.5a), la longitud y el acimut de AB son

$$AB = \sqrt{(500 - 100)^2 + (600 - 130)^2} = 617{,}171 \text{ (pie)}$$

$$Az_{AB} = \tan^{-1}\left(\frac{500 - 100}{600 - 130}\right) + 0° = 40°23'59{,}7''$$

Por la ecuación (11.18), el ángulo en A es

$$A = 70°42'36'' - 40°23'59{,}7'' = 30°18'36{,}3''$$

Sustituyendo valores apropiados según la ecuación (11.20), los coeficientes de la ecuación cuadrática son

$$a = 1$$

$$b = -2(617{,}171)\cos 30°18'36{,}3'' = -1065{,}616$$

$$c = 617{,}171^2 - 350{,}00^2 = 258.400{,}043$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (11.21) se obtiene

$$AP = \frac{1065{,}616 \pm \sqrt{1065{,}616^2 - 4(258.400{,}043)}}{2}$$

$$= \frac{1065{,}616 \pm 319{,}276}{2}$$

$$= 373{,}170 \text{ o } 692{,}446$$

Utilizando el acimut y las distancias para AP, las dos posibles soluciones para las coordenadas de P son

$$X_{P1} = 100{,}00 + 373{,}170 \sin 70°42'36'' = 452{,}22 \text{ (pie)}$$

$$Y_{P1} = 130{,}00 + 373{,}170 \cos 70°42'36'' = 253{,}28 \text{ (pie)}$$

o

$$X_{P2} = 100{,}00 + 692{,}446 \sin 70°42'36'' = 753{,}57 \text{ (pie)}$$

$$Y_{P2} = 130{,}00 + 692{,}446 \cos 70°42'36'' = 358{,}75 \text{ (pie)}$$

Al resolver una ecuación cuadrática, la decisión de sumar o restar el valor del radical puede tomarse con base en la experiencia o mediante un diagrama a escala cuidadosamente elaborado, que también permite comprobar los cálculos. Una respuesta será irrazonable y debe descartarse. Es posible realizar una comprobación aritmética despejando los dos posibles ángulos entre B y P en el triángulo ABP y determinando las coordenadas de P desde la estación B, o resolviendo el problema mediante el segundo procedimiento. Los estudiantes deben verificar que se puede obtener la misma solución utilizando las ecuaciones (11.23) a (11.26).

■ 11.6 INTERSECCIÓN DE DOS CÍRCULOS

En la Figura 11.7, se ilustra la intersección de dos círculos. Nótese que los círculos se obtienen simplemente radiando dos distancias (sus valores de radio RA y RB) alrededor de sus puntos de radio A y B. Como se muestra, esta geometría nuevamente da como resultado dos puntos de intersección, P_1 y P_2. Al igual que con los dos casos anteriores, estos puntos de intersección nuevamente pueden ubicarse resolviendo las partes del triángulo oblicuo ABP. En esta

situación, dos lados del triángulo son los radios conocidos y, por lo tanto, el problema a menudo se denomina problema de distancia-distancia. El tercer lado del triángulo, AB, puede calcularse a partir de las coordenadas conocidas de A y B, o puede observarse la distancia. El primer paso para resolver este problema es calcular la longitud y el acimut de la línea AB utilizando las Ecuaciones (11.4) y (11.5a). Luego, el ángulo A puede determinarse utilizando la ley de los cosenos (Ecuación 11.2). Como se muestra en la Figura 11.7, las dos soluciones para P enP_1 oP_2 se derivan sumando o restando el ángulo A del acimut de la línea AB para obtener la dirección de AP. Al reorganizar la Ecuación 11.2, el ángulo A es

$$A = \cos^{-1}\left[\frac{(AB)^2 + (AP)^2 - (BP)^2}{2(AB)(AP)}\right] \qquad \textbf{(11.27)}$$

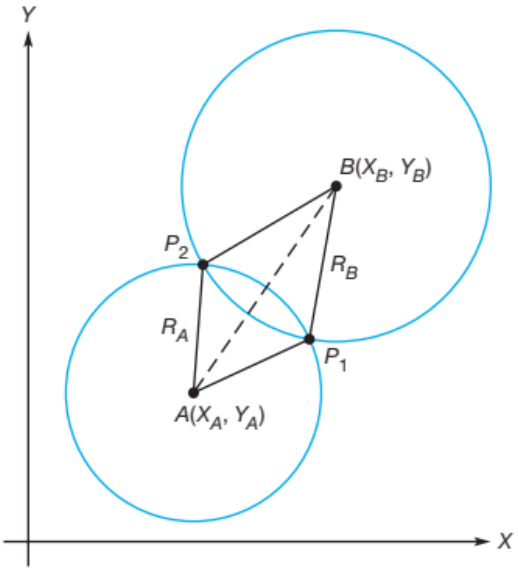


Figura 11.7
Intersección de dos círculos.

Por lo tanto, el azimut de la línea AP es

$$Az_{AP1} = Az_{AB} + A$$
$$Az_{AP2} = Az_{AB} - A \qquad \textbf{(11.28)}$$

Las posibles coordenadas de P son

$$X_{P1} = X_A + AP_1 \sin(Az_{AP1}) \quad \textbf{y} \quad Y_{P1} = Y_A + AP_1 \cos(Az_{AP1})$$
$$X_{P2} = X_A + AP_2 \sin(Az_{AP2}) \quad \textbf{y} \quad Y_{P2} = Y_A + AP_2 \cos(Az_{AP2}) \qquad \textbf{(11.29)}$$

La decisión de sumar o restar el ángulo A del acimut de la línea AB puede tomarse con base en la experiencia o mediante un diagrama a escala cuidadosamente elaborado. Una respuesta sería irrazonable y debería descartarse. Como se puede observar en la Figura 11.7, no habrá solución si la longitud de AB es mayor que la suma de R_A y R_B.

■ EJEMPLO 11.4

En la Figura 11.7, suponga que están disponibles los siguientes datos (en metros):

$$X_A = 2851{,}28 \quad Y_A = 299{,}40 \quad R_A = 2000{,}00$$
$$X_B = 3898{,}72 \quad Y_B = 2870{,}15 \quad R_B = 1500{,}00$$

Calcular las coordenadas X e Y del punto P.

SOLUCIÓN

Por las ecuaciones (11.4) y (11.5a), la longitud y el acimut de AB son

$$AB = \sqrt{(3898{,}72 - 2851{,}28)^2 + (2870{,}15 - 299{,}40)^2} = 2775{,}948 \text{ m}$$

$$Az_{AB} = \tan^{-1}\left(\frac{3898{,}72 - 2851{,}28}{2870{,}15 - 299{,}40}\right) + 0° = 22°10'05{,}6''$$

Por la Ecuación (11.27), A es

$$A = \cos^{-1}\left(\frac{2775{,}948^2 + 2000{,}00^2 - 1500{,}00^2}{2(2775{,}948)2000{,}00}\right) = 31°36'53{,}6''$$

Combinando las ecuaciones (11.28) y (11.29), las posibles soluciones para P son

$$X_{P_1} = 2851{,}28 + 2000{,}00 \sin(22°10'05{,}6'' + 31°36'53{,}6'') = 4464{,}85 \text{ m}$$

$$Y_{P_1} = 299{,}40 + 2000{,}00 \cos(22°10'05{,}6'' + 31°36'53{,}6'') = 1481{,}09 \text{ m}$$

Ó

$$X_{P_2} = 2851{,}28 + 2000{,}00 \sin(22°10'05{,}6'' - 31°36'53{,}6'') = 2523{,}02 \text{ m}$$

$$Y_{P_2} = 299{,}40 + 2000{,}00 \cos(22°10'05{,}6'' - 31°36'53{,}6'') = 2272{,}28 \text{ m}$$

Se puede obtener una comprobación aritmética de esta solución determinando el ángulo y las coordenadas de P desde la estación B.

En el sitio web complementario de este libro, http://www.pearsonhighered.com/ghilani, se pueden descargar videos instructivos. El video COGO I.mp4 muestra los problemas de intersección presentados en las secciones anteriores.

■ 1 1.7 RESECCIÓN DE TRES PUNTOS.

Este procedimiento localiza un punto de posición desconocida observando ángulos horizontales desde dicho punto hasta tres estaciones visibles cuyas posiciones se conocen. La situación se ilustra en la Figura 11.8, donde un instrumento de estación total ocupa la estación P y se observan los ángulos x e y. A continuación, se presenta un resumen del método utilizado para calcular las coordenadas de la estación P (véase la Figura 11.8):

1. A partir de las coordenadas conocidas de A, B y C, calcule las longitudes *a* y *c*, y el ángulo α en la estación B.

2. Reste la suma de los ángulos **x,y** y $\boldsymbol{\alpha}$ en la figura ABCP de 360° para obtener la suma de los ángulos A+C

$$A + C = 360° - (\alpha + x + y) \qquad \textbf{(11.30)}$$

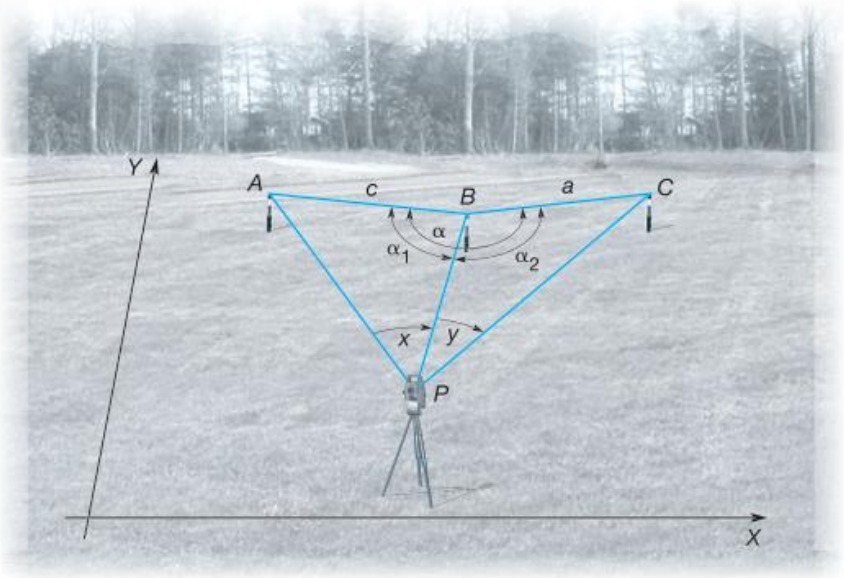


Figura 11.8
El problema de la resección.

3. Calcula los ángulos A y C utilizando lo siguiente:

$$A = \tan^{-1}\left(\frac{a \sin x \sin (A + C)}{c \sin y + a \sin x \cos (A + C)}\right) \qquad \textbf{(11.31)}$$

$$C = \tan^{-1}\left(\frac{c \sin y \sin (A + C)}{a \sin x + c \sin y \cos (A + C)}\right) \qquad \textbf{(11.32)}$$

4. A partir del ángulo A y el acimut AB, calcule el acimut AP en el triángulo ABP. Luego, determine la longitud AP mediante la ley de senos, donde α_1= 180° — A — x. Calcule el inicio y la latitud de AP, seguidas de las coordenadas de P. Siguiendo el procedimiento descrito en el paso 4, utilice el triángulo BCP para calcular las coordenadas de P y obtener una comprobación.

■ EJEMPLO 11.5

En la Figura 11.8, los ángulos x e y se midieron como 48°53'12" y 41°20'35", respectivamente. Los puntos de control A, B y C tienen coordenadas (en pies) de X_A = 5721,25, Y_A = 21.802,48, X_B = 13.542,99, Y_B = 22.497,95, X_C = 20.350,09 e Y c = 24.861,22. Calcule las coordenadas de P.

SOLUCIÓN

1. Por la ecuación (11.4)

$$a = \sqrt{(20.350{,}09 - 13.542{,}99)^2 + (24.861{,}22 - 22.497{,}95)^2} = 7205{,}67 \textbf{ (pie)}$$

$$c = \sqrt{(13.542{,}99 - 5721{,}25)^2 + (22.497{,}95 - 21.802{,}48)^2} = 7852{,}60 \textbf{ (pie)}$$

2. Por la ecuación (11.5a)

$$Az_{AB} = \tan^{-1}\left(\frac{13.542{,}99 - 5721{,}25}{22.497{,}95 - 21.802{,}48}\right) + 0° = 84°55'08{,}1''$$

$$Az_{BC} = \tan^{-1}\left(\frac{20.350{,}09 - 13.542{,}99}{24.861{,}22 - 22.497{,}95}\right) + 0° = 70°51'15{,}0''$$

3. Calcular el ángulo α.

$$\alpha = 180° - (70°51'15{,}0'' - 84°55'08{,}1'') = 194°03'53{,}1''$$

4. Por la ecuación (11.30)

$$A + C = 360° - 194°03'53{,}1'' - 48°53'12'' - 41°20'35'' = 75°42'19{,}9''$$

5. Por la ecuación (11.31)

$$A = \tan^{-1}\left(\frac{7250{,}67 \sin 48°53'12'' \sin 75°42'19{,}9''}{7852{,}60 \sin 41°20'35'' + 7205{,}67 \sin 48°53'12'' \cos 75°42'19{,}9''}\right)$$
$$= 38°51'58{,}7''$$

6. Por la ecuación (11.32)

$$C = \tan^{-1}\left(\frac{7852{,}60 \sin 41°20'35'' \sin 75°42'19{,}9''}{7205{,}67 \sin 48°53'12'' + 7852{,}60 \sin 41°20'35'' \cos 75°42'19{,}9''}\right)$$
$$= 36°50'21{,}2''$$
$$(A + C = 38°51'58{,}7'' + 36°50'21{,}2'' = 75°42'19{,}9'' \checkmark)$$

7. Calcular ángulo α_1

$$\alpha_1 = 180° - 38°51'58{,}7'' - 48°53'12'' = 92°14'49{,}3''$$

8. Por ley de los senos.

$$AP = \frac{\sin 92°14'49{,}3''(7852{,}60)}{\sin 48°53'12''} = 10.414{,}72 \text{ ft}$$
$$AZ_{AP} = AZ_{AB} + A = 84°55'08{,}1'' + 38°51'58{,}7'' = 123°47'06{,}8''$$

9. Por las ecuaciones (10.1) y (10.2)

$$\text{Dep}_{AP} = 10.414{,}72 \sin 123°47'06{,}8'' = 8655{,}97 \textbf{ (pie)}$$
$$\text{Lat}_{AP} = 10.414{,}72 \cos 123°47'06{,}8'' = -5791{,}43 \textbf{ (pie)}$$

10. Por la ecuación (10.7)

$$X_P = 5721{,}25 + 8655{,}97 = 14.377{,}22 \textbf{ (pie)}$$
$$Y_P = 21.802{,}48 - 5791{,}43 = 16.011{,}05 \textbf{ (pie)}$$

11. A modo de comprobación, se resolvió el triángulo BCP para obtener los mismos resultados.

El problema de resección de tres puntos que se acaba de describir proporciona una solución única para las coordenadas desconocidas del punto P; es decir, no hay observaciones redundantes y, por lo tanto, no se pueden realizar comprobaciones sobre las observaciones. En realidad, se trata de un caso especial del problema de resección más general, que proporciona redundancia y permite una solución de mínimos cuadrados. En el problema de resección general, además de observar los ángulos x e y, también se podrían haber observado las distancias desde P a una o más estaciones de control. Otras posibles variaciones en la resección que proporcionan redundancia incluyen la observación de

(a) un ángulo y dos distancias a dos estaciones de control;

(b) dos ángulos y una, dos o tres distancias a tres puntos de control; o

(c) el uso de más de tres estaciones de control.

Entonces, todas las observaciones se pueden incluir en una solución de mínimos cuadrados para obtener las coordenadas más probables del punto P. La resección se ha convertido en un método popular para orientar rápidamente los instrumentos de la estación total, como se analiza en la Sección 23.9. El procedimiento es conveniente porque estos instrumentos pueden observar fácilmente tanto ángulos como distancias, y sus microprocesadores integrados pueden proporcionar instantáneamente la solución de mínimos cuadrados para la posición del instrumento. Cabe señalar que el problema de resección no tendrá una solución única si los puntos A, B, C y P definen un círculo. Seleccionar los puntos B y P de modo que ambos se encuentren en el mismo lado de una línea que conecta los puntos A y C evita este problema. Además, la precisión de la solución disminuirá si los ángulos observados x e y se vuelven pequeños. Como pauta general, los ángulos observados deben ser mayores de 30° para obtener mejores resultados.

■ 11.8 TRANSFORMACIÓN DE COORDENADAS CONFORMES BIDIMENSIONALES

Algunas veces es necesario convertir coordenadas de puntos de un sistema de coordenadas de levantamiento a otro. Esto sucede, por ejemplo, si se realiza un levantamiento en algún sistema de coordenadas arbitrario o asumido localmente y luego se desea convertirlo a coordenadas del plano de estado. El proceso de realizar estas conversiones se llama transformación de coordenadas. Si sólo se involucran coordenadas planimétricas (es decir, X e Y) y se conserva la forma verdadera, se llama transformación de coordenadas conformes bidimensionales (2D). La geometría de una transformación de coordenadas conformes 2D se ilustra en la Figura 11.9. En la figura, X-Y representa un sistema de coordenadas asumido localmente y E-N un sistema de coordenadas del plano de estado. Las coordenadas de los puntos A a D se conocen en el sistema X-Y y las de A y B también se conocen en el sistema E-N. Los puntos como A y B, cuyas posiciones se conocen en ambos sistemas, se denominan puntos de control. Se requieren al menos dos puntos de control para determinar las coordenadas E-N de otros puntos como C y D. En general, la transformación de coordenadas implica tres pasos:

(1) rotación,

(2) escalado y

(3) traslación.

Como se muestra en la Figura 11.9, la rotación consiste en determinar las coordenadas de los puntos en el sistema de ejes X'-Y' rotado (mostrado en línea discontinua). Los ejes X'-Y' son paralelos a E-N, pero el origen de este sistema coincide con el origen de X-Y. En la figura, el ángulo de rotación θ, entre los sistemas de ejes X-Y y X'-Y', es

$$\theta = \alpha - \beta \qquad (11.33)$$

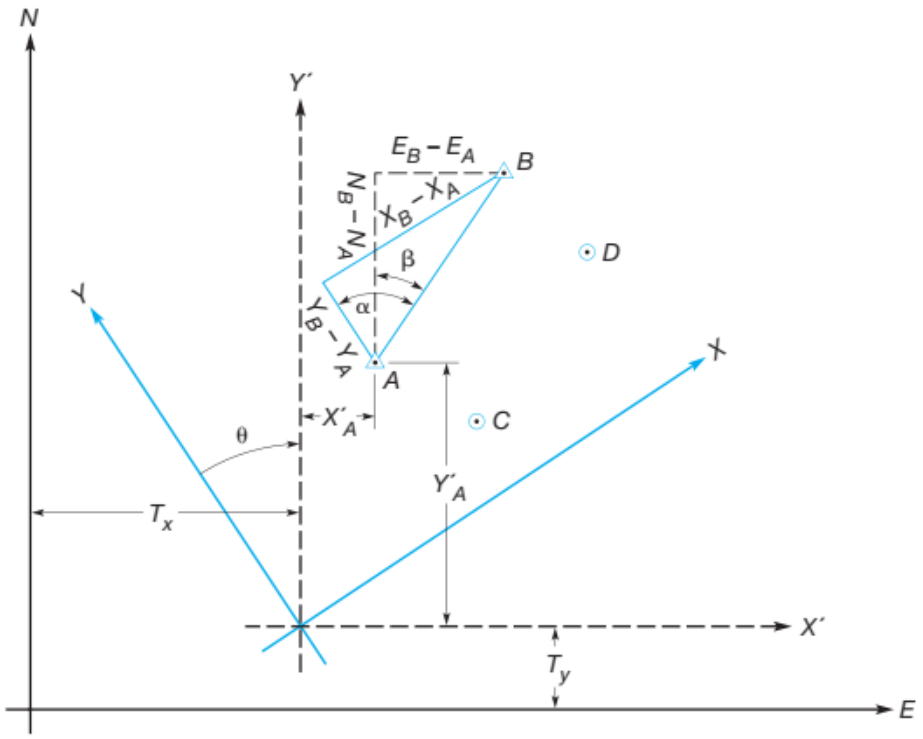


Figura 11.9
Geometría de la transformación de coordenadas 2D

En la ecuación (11.33), los acimuts, α y β, se calculan a partir de los dos conjuntos de coordenadas de los puntos de control A y B utilizando la ecuación (11.5a) de la siguiente manera:

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{X_B - X_A}{Y_B - Y_A}\right) + C$$

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{E_B - E_A}{N_B - N_A}\right) + C$$

Mientras que, como se explicó en la Sección 11.2, C coloca el acimut en el cuadrante adecuado. En muchos casos, se debe incorporar un factor de escala en las transformaciones de coordenadas. Esto ocurriría, por ejemplo, al transformar un sistema de coordenadas arbitrario local a una cuadrícula de coordenadas del plano de estado. El factor de escala que relaciona dos sistemas de coordenadas cualesquiera se puede calcular según la relación entre la longitud de una línea entre dos puntos de control, obtenida a partir de las coordenadas E-N, y la determinada mediante las coordenadas X-Y. Por lo tanto,

$$s = \frac{\sqrt{(E_B - E_A)^2 + (N_B - N_A)^2}}{\sqrt{(X_B - X_A)^2 + (Y_B - Y_A)^2}} \qquad \textbf{(11.34)}$$

(Nota: Si el factor de escala es la unidad, los dos levantamientos son de igual escala y se pueden ignorar en la transformación de coordenadas). Con θ y s conocidos, las coordenadas X' e Y' escaladas y rotadas de cualquier punto, por ejemplo, A, se pueden calcular a partir de

$$X'_A = sX_A \cos\theta - sY_A \sin\theta$$
$$Y'_A = sX_A \sin\theta + sY_A \cos\theta \qquad \textbf{(11.35)}$$

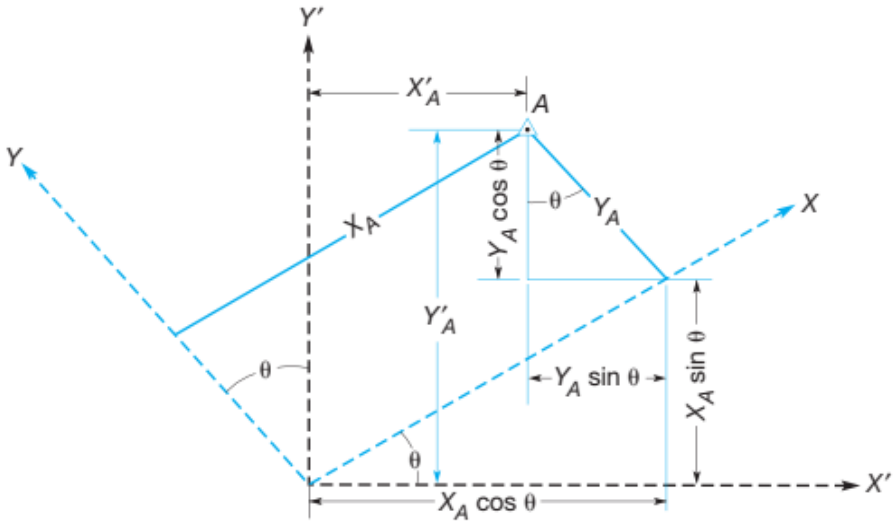


Figura 11.10
Detalle de fórmulas de rotación en la transformación de coordenadas conformes 2D.

Las partes individuales de las fórmulas de rotación [lados derechos de las ecuaciones (11.35)] se desarrollan con referencia a la Figura 11.10. La traslación consiste en desplazar el origen de los ejes X'-Y'' al del sistema E-N. Esto se logra añadiendo los factores de traslación T_X y T_Y (véase la Figura 11.9) a las coordenadas X' e Y' para obtener las coordenadas E y N. Por lo tanto, para el punto A

$$E_A = X'_A + T_X$$
$$N_A = Y'_A + T_Y \qquad \textbf{(11.36)}$$

Reordenando las ecuaciones (11.36) y utilizando las coordenadas de uno de los puntos de control (como A), se pueden obtener valores numéricos para T_X y T_Y como

$$T_X = E_A - X'_A$$
$$T_Y = N_A - Y'_A \qquad \textbf{(11.37)}$$

El otro punto de control (es decir, el punto B) también debe usarse en las ecuaciones (11.37) para calcular T_X y T_Y y, por lo tanto, obtener una verificación computacional. Sustituyendo las ecuaciones (11.35) en las ecuaciones (11.36) y eliminando los subíndices, se obtienen las siguientes ecuaciones para calcular las coordenadas E y N de los puntos que no son de control (como C y D) a partir de sus valores X e Y:

$$E = sX\cos\theta - sY\sin\theta + T_X$$
$$N = sX\sin\theta + sY\cos\theta + T_Y \qquad \textbf{(11.38)}$$

En resumen, el procedimiento para realizar transformaciones de coordenadas conformes 2D consiste en

(1) calcular el ángulo de rotación θ utilizando dos puntos de control y las ecuaciones (11.5) y (11.33);

(2) resolver las ecuaciones (11.34), (11.35) y (11.37) utilizando puntos de control para obtener el factor de escala s y los factores de traslación T_X y T_Y; y

(3) aplicar θ, s, y T_X y T_Y en las ecuaciones (11.38) para transformar todos los puntos que no son de control. Si se dispone de más de dos puntos de control, se puede obtener una solución mejorada mediante mínimos cuadrados.

Los cálculos de transformación de coordenadas requieren una cantidad significativa de tiempo si se hacen a mano, pero se realizan fácilmente cuando se programan para una solución informática.

■ EJEMPLO 11.6

En la Figura 11.9, se conocen las siguientes coordenadas E-N y X-Y para los puntos A a D. Calcule las coordenadas E y N para los puntos C y D.

	Coordenadas del Plano Estatal (pie)		Coordenadas Arbitrarias (pie)	
Punto	E	N	X	Y
A	194.683,50	99.760,22	2848,28	2319,94
B	196.412,80	102.367,61	5720,05	3561,68
C			3541,72	897,03
D			6160,31	1941,26

SOLUCIÓN 1.

Determine α, β y θ a partir de las ecuaciones (11.5) y (11.33)

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{5720{,}05 - 2848{,}28}{3561{,}68 - 2319{,}94}\right) + 0° = 66°36'59{,}7''$$

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{196.412{,}80 - 194.683{,}50}{102.367{,}61 - 99.760{,}22}\right) + 0° = 33°33'12{,}7''$$

$$\theta = 66°36'59{,}7'' - 33°33'12{,}7'' = 33°03'47''$$

2. Calcule el factor de escala de la ecuación (11.34)

$$s = \frac{\sqrt{(196.412{,}80 - 194.683{,}50)^2 + (102.367{,}61 - 99.860{,}22)^2}}{\sqrt{(5720{,}05 - 2848{,}28)^2 + (3561{,}68 - 2319{,}94)^2}}$$

$$= \frac{3128{,}73}{3128{,}73}$$

$$= 1{,}00000$$

(Dado que el factor de escala es 1, se puede ignorar).

3. Determine T_X y T_Y a partir de las ecuaciones (11.35) a (11.37) utilizando el punto A

$$X'_A = 2848{,}28 \cos 33°03'47'' - 2319{,}94 \sin 33°03'47'' = 1121{,}39 \text{ (pie)}$$

$$Y'_A = 2848{,}28 \sin 33°03'47'' + 2319{,}94 \cos 33°03'47'' = 3498{,}18 \text{ (pie)}$$

$$T_X = 194.683{,}50 - 1121{,}39 = 193.562{,}11 \text{ (pie)}$$

$$T_Y = 99.760{,}22 - 3498{,}18 = 96.262{,}04 \text{ (pie)}$$

4. Verifique T_X y T_Y usando el punto B

$$X'_B = 5720{,}05 \cos 33°03'47'' - 3561{,}68 \sin 33°03'47'' = 2850{,}69 \text{ (pie)}$$
$$Y'_B = 5720{,}05 \sin 33°03'47'' + 3561{,}68 \cos 33°03'47'' = 6105{,}58 \text{ (pie)}$$

$$T_X = 196.412{,}80 - 2850{,}69 = 193.562{,}11 \text{ (pie) (Verificado)}$$
$$T_Y = 102.367{,}61 - 6105{,}58 = 96.262{,}03 \text{ (pie) (Verificado)}$$

5. Resuelva las ecuaciones (11.38) para las coordenadas E y N de los puntos C y D

$$\begin{aligned} E_C &= 3541{,}72 \cos 33°03'47'' - 897{,}03 \sin 33°03'47'' + 193.562{,}11 \\ &= 196.040{,}93 \text{ (pie)} \\ N_C &= 3541{,}72 \sin 33°03'47'' + 897{,}03 \cos 33°03'47'' + 96.262{,}04 \\ &= 98.946{,}04 \text{ (pie)} \\ E_D &= 6160.31 \cos 33°03'47'' - 1941{,}26 \sin 33°03'47'' + 193.562{,}11 \\ &= 197.665{,}81 \text{ (pie)} \\ N_D &= 6160{,}31 \sin 33°03'47'' + 1941{,}26 \cos 33°03'47'' + 96.262{,}04 \\ &= 101.249{,}78 \text{ (pie)} \end{aligned}$$

Con algunas modificaciones simples, las ecuaciones (11.38) se pueden reescribir en forma matricial como

$$sR\begin{bmatrix} X \\ Y \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} T_X \\ T_Y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E \\ N \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} v_E \\ v_N \end{bmatrix} \qquad \textbf{(11.39)}$$

donde la matriz de rotación, R, es

$$R = \begin{bmatrix} \cos\theta & -\sin\theta \\ \sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix} \qquad \textbf{(11.40)}$$

Además, v_E y v_N son errores residuales que deben incluirse si hay más de dos puntos de control disponibles. Escalando la matriz de rotación por *s* y sustituyendo *a* por ($s \cos\theta$), *b* por ($s \sin\theta$), *c* por T_X y *d* por T_Y, la ecuación (11.39) puede reescribirse como

$$\begin{bmatrix} a & -b \\ b & a \end{bmatrix}\begin{bmatrix} X \\ Y \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c \\ d \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E \\ N \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} v_E \\ v_N \end{bmatrix} \qquad \textbf{(11.41)}$$

Con la ecuación (11.41), se puede realizar un ajuste por mínimos cuadrados (véase el capítulo 16) cuando más de dos puntos son comunes en ambos sistemas de coordenadas. El programa WOLFPACK, disponible en el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani, incluye esta opción en el submenú de cálculos de coordenadas. Determinará los parámetros desconocidos para la transformación de coordenadas conformes 2D y transformará cualquier valor adicional de los puntos.

```
DATA FILE
Example 11.6                                {title line}
2                                           {number of control points}
A 194683.50 99760.22 2848.28 2319.94        {Point ID, SPCS E and N, arbitrary X and Y}
B 196412.80 102367.61 5720.05 3561.68
C 3561.68 897.03                            {Point ID, arbitrary system X and Y}
D 6160.31 1941.26

RESULTS OF ADJUSTMENT

Two Dimensional Conformal Coordinate Transformation of File: Example 11.6
-------------------------------------------------------------------------

ax - by + Tx = X + VX
bx + ay + Ty = Y + VY

Transformed Control Points
   POINT       X          Y       VX        VY
-------------------------------------------------
     A  194,683.50  99,760.22    -0.000    -0.000
     B  196,412.80  102,367.61    0.000     0.000

Transformation Parameters:
 a =  0.83807009
 b =  0.54556070
 Tx =  193562.110
 Ty =  96262.038

Rotation = 33°03'46.9"
  Scale = 1.00000

*******  Unique Solution Obtained !! *******

   POINT      x          y           X           Y
---------------------------------------------------
     C   3,541.72     897.03  196,040.94   98,946.04
     D   6,160.31   1,941.26  197,665.81  101,249.77
```

Figura 11.11 **Archivo de datos y resultados del ajuste para el Ejemplo 11.6 usando WOLFPACK.**

El archivo de datos y los resultados del ajuste del Ejemplo 11.6 se muestran en la Figura 11.11. Nótese que las coordenadas X e Y transformadas de los puntos C y D, obtenidas mediante el programa informático, coinciden (excepto por el redondeo) con las calculadas en el Ejemplo 11.6. Cabe destacar también que, en esta solución con dos puntos de control, no hay redundancias y, por lo tanto, los residuos VX y VY son ceros. También se pueden descargar videos instructivos en el sitio web complementario. El video COGO 11.mp4 desarrolla las ecuaciones presentadas en esta sección y demuestra la solución del Ejemplo 11.6.

■ 11.9 PROBLEMA DEL PUNTO INACCESIBLE

A veces es necesario determinar la elevación de un punto inaccesible. Esta tarea se puede lograr estableciendo una línea base tal que el punto inaccesible sea visible desde ambos extremos. Como ejemplo, supongamos que la elevación

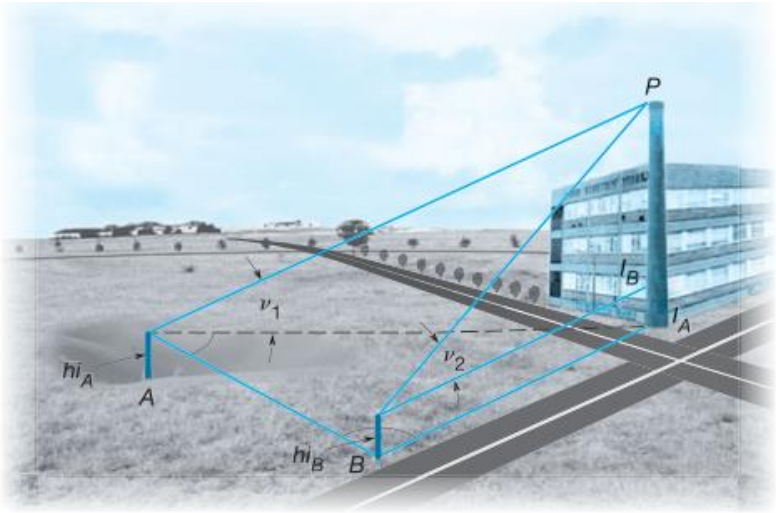


Figura 11.12 **Geometría del problema del punto inaccesible.**

Se desea la chimenea que se muestra en la Figura 11.12. Se establece la línea base AB, se mide su longitud y se determinan las elevaciones de sus extremos. Se observan los ángulos horizontales A y B y los ángulos de altitud V_1 y V_2, como se muestra en la figura. Los puntos I_A y I_B se encuentran verticalmente debajo de P. Utilizando los valores observados, se aplica la ley de los senos para calcular las longitudes horizontales AI_A y BI_B del triángulo ABI como

$$AI_A = \frac{AB\sin(B)}{\sin[180° - (A + B)]} = \frac{AB\sin(B)}{\sin(A + B)} \qquad (11.42)$$

$$BI_B = \frac{AB\sin(A)}{\sin(A + B)} \qquad (11.43)$$

La longitud IP se puede derivar del triángulo AI_AP o del triángulo BI_B P como

$$I_AP = AI_A \tan(v_1) \qquad (11.44)$$

$$I_BP = BI_B \tan(v_2) \qquad (11.45)$$

La elevación del punto P se calcula como el promedio de las alturas de los dos triángulos, que pueden diferir debido a errores aleatorios en la observación de v_1 y v_2, como

$$Elev_P = \frac{I_AP + Elev_A + hi_A + I_BP + Elev_B + hi_B}{2} \qquad (11.46)$$

En la ecuación (11.46), hi_A y hi_B son las alturas del instrumento en A y B, respectivamente.

■ EJEMPLO 11.7

Las estaciones A y B tienen elevaciones de 298,65 y 301,53 pies, respectivamente, y las alturas de los instrumentos en A y B son hi_A = 5,55 y hi_B = 5,48 pies. Las otras observaciones de campo son

$$AB = 136.45 \text{ (pie)}$$
$$A = 44°12'34'' \quad B = 39°26'56''$$
$$v_1 = 8°12'47'' \quad v_2 = 5°50'10''$$

¿Cuál es la elevación de la chimenea?

SOLUCIÓN

Por las ecuaciones (11.42) y (11.43), las longitudes de AI_A y BI_B son

$$AI_A = \frac{136{,}45 \sin 39°26'56''}{\sin(44°12'34'' + 39°26'56'')} = 87{,}233 \text{ (pie)}$$

$$BI_B = \frac{136{,}45 \sin 44°12'34''}{\sin(44°12'34'' + 39°26'56'')} = 95{,}730 \text{ (pie)}$$

De la ecuación (11.44), la longitud I_AP es

$$I_AP = 87{,}233 \tan 8°12'47'' = 12{,}591 \text{ (pie)}$$

Y de la ecuación (11.45), la longitud I_BP es

$$I_BP = 95{,}730 \tan 5°50'10'' = 9{,}785 \text{ (pie)}$$

Finalmente, por la ecuación (11.46), la elevación del punto P es

$$Elev_P = \frac{12{,}591 + 298{,}65 + 5{,}55 + 9{,}785 + 301{,}53 + 5{,}48}{2} = 316{,}79 \text{ (pie)}$$

■ 1 1.10 RESECCIÓN TRIDIMENSIONAL DE DOS PUNTOS

Las coordenadas tridimensionales (3D) X_P, Y_P y Z_P de un punto como P de la Figura 11.13 se pueden determinar con base en observaciones de ángulos y distancias realizadas desde ese punto hasta otras dos estaciones con posiciones conocidas. Este procedimiento es conveniente para establecer coordenadas de estaciones ocupadas en estructuras elevadas o en zonas deprimidas, como en minas. En la Figura 11.13, por ejemplo, suponga que una estación total está ubicada en el punto P, cuyas coordenadas X_P, Y_P y Z_P se desconocen, y que los puntos de control A y B son visibles desde P. Longitudes de pendiente PA y PB se observan junto con el ángulo horizontal y los ángulos verticales. El proceso computacional para determinar X_P, Y_P y Z_P es el siguiente.

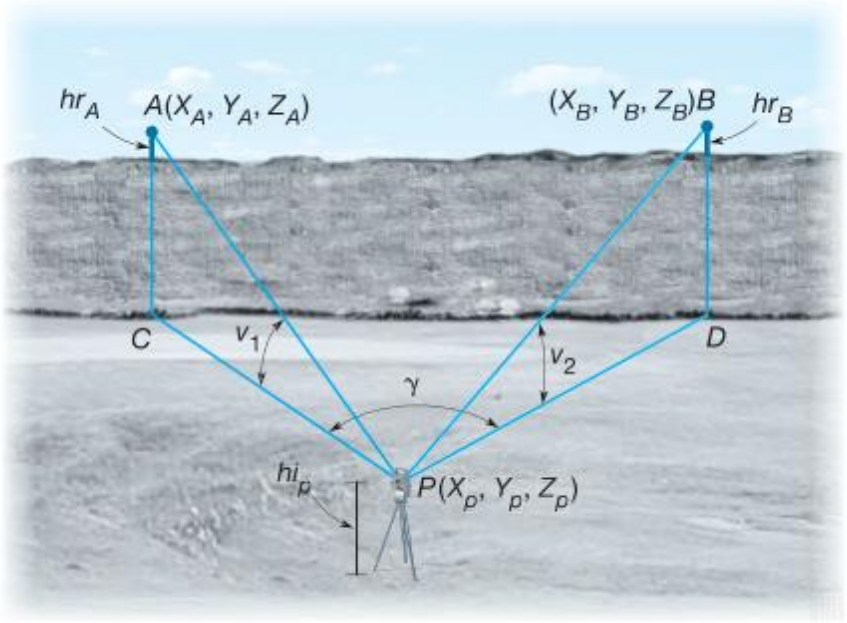


Figura 11.13
Geometría del problema de resección de dos puntos 3D.

1. Determine la longitud y el acimut de AB utilizando las ecuaciones (11.4) y (11.5).

2. Calcule las distancias horizontales PC y PD como

$$PC = PA \cos(v_1)$$
$$PD = PB \cos(v_2) \qquad \textbf{(11.47)}$$

donde C y D están verticalmente debajo de A y B, respectivamente.

3. Usando la ecuación (11.3), calcule el ángulo horizontal DCP como

$$DCP = \cos^{-1}\left(\frac{AB^2 + PC^2 - PD^2}{2(AB)PC}\right) \qquad \textbf{(11.48)}$$

4. Determine el azimut de la línea AP como

$$Az_{AP} = Az_{AB} + DCP \qquad (11.49)$$

5. Calcule las coordenadas planimétricas (X-Y) del punto P como

$$X_P = X_A + PC \sin Az_{AP}$$
$$Y_P = Y_A + PC \cos Az_{AP} \qquad (11.50)$$

6. Determine las diferencias de elevación AC y BD como

$$AC = PA \sin(v_1)$$
$$BD = PB \sin(v_2) \qquad (11.51)$$

7. Y finalmente calcula la elevación de P como

$$Elev_{P1} = Elev_A + hr_A - AC - hi_P$$
$$Elev_{P2} = Elev_B + hr_B - BD - hi_P \qquad (11.52)$$
$$Elev_P = \frac{Elev_{P1} + Elev_{P2}}{2}$$

En las ecuaciones (11.52), hi_p es la altura del instrumento sobre el punto P, y hr_A y hr_B son las alturas del reflector sobre las estaciones A y B, respectivamente.

■ EJEMPLO 11.8

Para la Figura 11.13, las coordenadas X, Y y Z (en metros) de la estación A son 7034,982; 5413,896 y 432,173; respectivamente, y las de la estación B son 7843,745; 5807,242 y 428,795, respectivamente. Determine la posición 3D de un instrumento de estación total en el punto P basándose en las siguientes observaciones.

$$v_1 = 24°33'42'' \quad PA = 667{,}413 \text{ m} \quad hr_A = 1{,}743 \text{ m} \quad \gamma = 77°48'08''$$
$$v_2 = 26°35'08'' \quad PB = 612{,}354 \text{ m} \quad hr_B = 1{,}743 \text{ m} \quad hi_P = 1{,}685 \text{ m}$$

SOLUCIÓN 1.

Utilizando las ecuaciones (11.4) y (11.5), determine la longitud y el acimut de la línea AB.

$$AB = \sqrt{(7843{,}745 - 7034{,}982)^2 + (5807{,}242 - 5413{,}896)^2} = 899{,}3435 \text{ m}$$
$$Az_{AB} = \tan^{-1}\left(\frac{7843{,}745 - 7034{,}982}{5807{,}242 - 5413{,}896}\right) + 0° = 64°03'49{,}6''$$

2. Mediante las ecuaciones (11.47), determine las longitudes PC y PD.

$$PC = 667{,}413 \cos(24°33'42'') = 607{,}0217 \text{ m}$$
$$PD = 612{,}354 \cos(26°35'08'') = 547{,}6080 \text{ m}$$

3. A partir de la ecuación (11.48), calcule el ángulo DCP.

$$DCP = \cos^{-1}\left(\frac{899{,}3435^2 + 607{,}0217^2 - 547{,}6080^2}{2(899{,}3435)607{,}0217}\right) = 36°31'24{,}2''$$

Tenga en cuenta que este ángulo calculado se puede comprobar utilizando la ley de los senos, ecuación (11.1), como

$$DCP = \sin^{-1}\left(\frac{547{,}6080 \sin 77°48'08''}{899{,}3435}\right) = 36°31'24{,}2'' \textbf{ (Comprobado)}$$

Utilizando la ecuación (11.49), encuentre el acimut de la línea AP.

$$Az_{AP} = 64°03'49{,}6'' + 36°31'24{,}2'' = 100°35'13{,}8''$$

A partir de las ecuaciones (11.50), calcule las coordenadas X-Y del punto P.

$$X_P = 7034{,}982 + 607{,}0217 \sin 100°35'13{,}8'' = 7631{,}670 \text{ m}$$
$$Y_P = 5413{,}896 + 607{,}0217 \cos 100°35'13{,}8'' = 5302{,}367 \text{ m}$$

Mediante las ecuaciones (11.51), calcule las distancias verticales de AC y BD.

$$AC = 667{,}413 \sin 24°33'42'' = 277{,}425 \text{ m}$$
$$BD = 612{,}354 \sin 26°35'08'' = 274{,}049 \text{ m}$$

Y finalmente, utilizando las ecuaciones (11.52), calcule y promedie la elevación del punto P.

$$Elev_P = 432{,}173 + 1{,}743 - 277{,}425 - 1{,}685 = 154{,}806 \text{ m}$$
$$Elev_P = 428{,}795 + 1{,}743 - 274{,}049 - 1{,}685 = 154{,}804 \text{ m}$$
$$\textbf{Elevación Promedio} = 154{,}805 \text{ m}$$

■ 11.11 SOFTWARE (PROGRAMA COMPUTACIONAL)

La geometría de coordenadas proporciona un enfoque práctico para resolver problemas en casi todos los tipos de levantamientos topográficos modernos. Muchos problemas que de otro modo parecen difíciles pueden simplificarse considerablemente y resolverse fácilmente mediante el trabajo con coordenadas. Aunque los cálculos a veces son bastante largos, esto se ha vuelto irrelevante con la llegada de las computadoras y los recopiladores de datos. Existen numerosos paquetes de software disponibles para realizar cálculos de geometría de coordenadas. Sin embargo, quienes se dedican a la topografía (geomática) deben comprender la base de los cálculos y realizar todas las comprobaciones posibles para verificar la precisión de sus resultados.

La hoja de cálculo de Mathcad Cll.xmcd, disponible en el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani, muestra la programación de cada ejemplo que se muestra en este capítulo. Este software muestra el enfoque paso a paso para resolver estos problemas. La programación de estos problemas en un lenguaje de programación de alto nivel elimina muchos de los errores que pueden ocurrir al resolverlos con métodos convencionales.

La Figura 11.14 muestra el submenú de geometría de coordenadas del programa WOLFPACK, disponible también en el sitio web complementario. Observe también en la figura las opciones de menú para una transformación de coordenadas conforme 2D y un solucionador de ecuaciones cuadráticas. La transformación de coordenadas conforme

2D requiere un archivo de datos. El formato de este archivo se describe en el sistema de ayuda de WOLFPACK, que se muestra en la Figura 11.15. Este archivo se puede crear en un editor de texto.

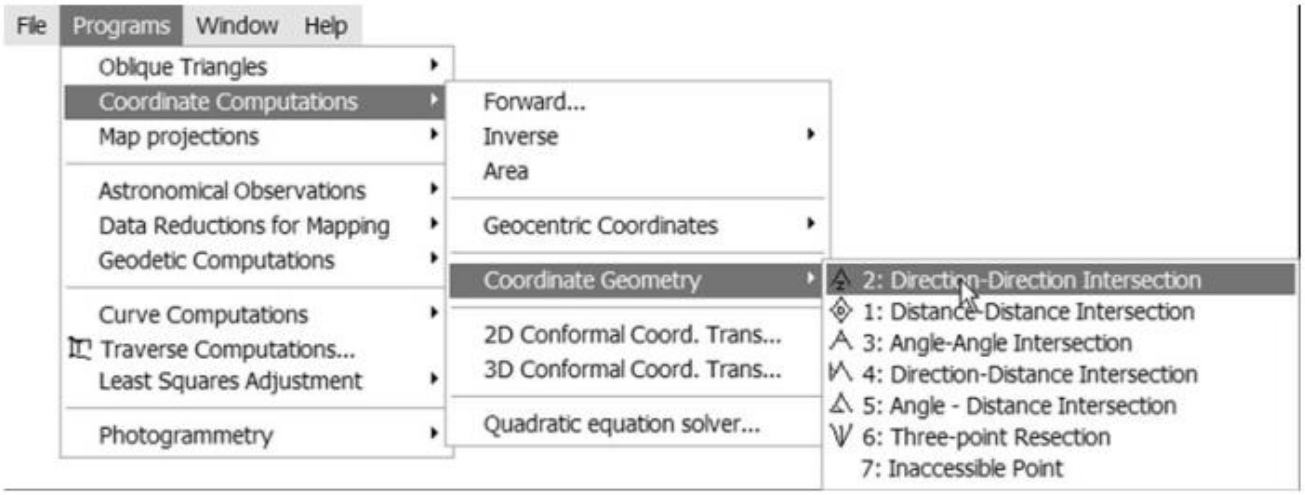


Figura 11.14 Submenú de geometría de coordenadas del programa WOLFPACK.

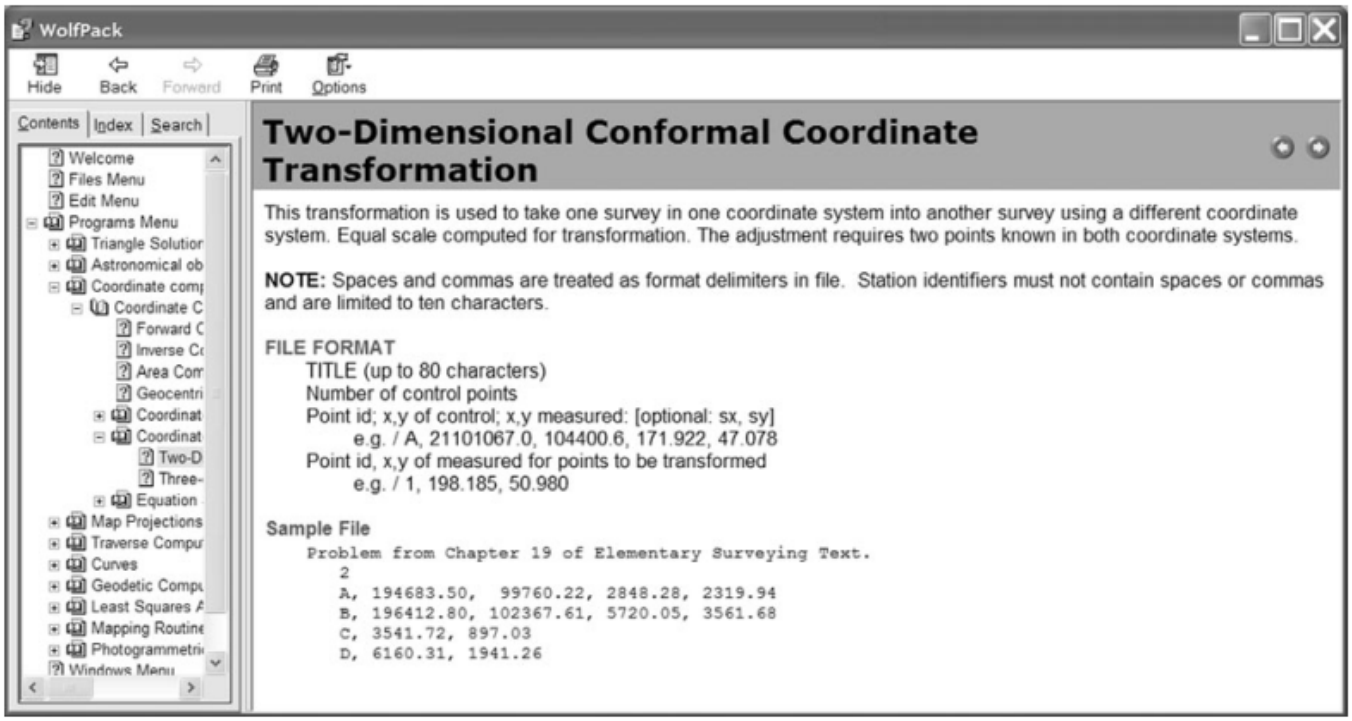


Figura 11.15 Pantalla de ayuda para la transformación de coordenadas conformes 2D del programa WOLFPACK.

WOLFPACK incluye un editor para este propósito. Su solución también se muestra en la hoja de cálculo de Mathcad C11-8.XMCD, disponible también en el sitio web complementario de este libro, que muestra la solución por mínimos cuadrados del ejemplo de la Sección 11.8.

Debido a la naturaleza de las funciones trigonométricas, los cálculos en algunos problemas de geometría de coordenadas se vuelven numéricamente inestables cuando los ángulos involucrados se aproximan a 0° o 90°. Por lo tanto, si se pretende utilizar geometría de coordenadas para determinar la ubicación de puntos, generalmente es prudente diseñar el levantamiento topográfico de modo que los triángulos utilizados en la solución tengan ángulos entre 30° y 60°. Además, es importante observar buenas prácticas topográficas en el campo, como promediar números iguales de observaciones de ángulos directos e inversos, y tomar otras precauciones. Como se verá más adelante, la geometría de coordenadas juega un papel importante en el cálculo de alineaciones de carreteras, en los diseños de subdivisiones y en el funcionamiento de los sistemas de información geográfica.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas cuyas respuestas parciales se encuentran en el Apéndice G.

11.1 Las coordenadas X e Y (en metros) de la estación Shore son 379,241 y 819,457, respectivamente, y las de la estación Rock son 437,854 y 973,482, respectivamente. ¿Cuáles son el azimut, el rumbo y la longitud de la línea que conecta la estación Shore con la estación Rock?

11.2 Igual que el problema 11.1, excepto que las coordenadas X e Y (en pies) de la orilla son 3875,17 y 5678,15, respectivamente, y las de la roca son 1831,49 y 3849,61, respectivamente.

11.3* ¿Cuáles son la pendiente y la intersección con el eje y de la línea del problema 11.1?

11.4 ¿Cuáles son la pendiente y la intersección con el eje y de la línea del problema 11.2?

11.5* Si la pendiente (plano XY) de una línea es 0,800946, ¿cuál es el acimut de la línea al segundo de arco más cercano? (plano XY)

11.6 Si la pendiente (plano XY) de una línea es -0,240864, ¿cuál es el acimut de la línea al segundo de arco más cercano? (Plano XY)

11.7* ¿Cuál es la distancia perpendicular de un punto a la línea del Problema 11.1, si las coordenadas X e Y (en metros) del punto son 422,058 y 932,0%, respectivamente?

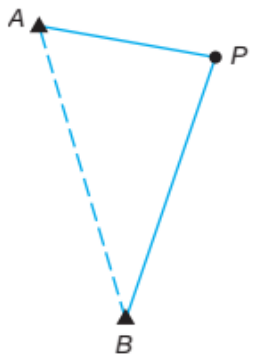
11.8 ¿Cuál es la distancia perpendicular de un punto a la línea del Problema 11.2, si las coordenadas X e Y (en pies) del punto son 4651,08 y 2698,98, respectivamente?

11.9* Una línea con un acimut de 105°46'33" desde una estación con coordenadas X e Y de 5885,31 y 5164,15, respectivamente, se interseca con una línea que tiene un acimut de 200°31'24" desde una estación con coordenadas X e Y de 7337,08 y 5949,99, respectivamente. (Todas las coordenadas están en pies). ¿Cuáles son las coordenadas del punto de intersección?

11.10 Una línea con un acimut de 74°39'34" desde una estación con coordenadas X e Y de 1530,66 y 1401,08, respectivamente, se interseca con una línea con un acimut de 301°56'04" desde una estación con coordenadas X e Y de 1895,53 y 1348,16, respectivamente. (Todas las coordenadas están en pies). ¿Cuáles son las coordenadas del punto de intersección?

11.11 Igual que el problema 11.9, excepto que el rumbo de la primera línea es S 50°22'44" E y el de la segunda es S 28°42'20" O.

11.12 En la figura adjunta, las coordenadas X e Y (en metros) de la estación A son 5084,274 y 8579,124, respectivamente, y las de la estación B son 6012,870 y 6589,315, respectivamente. El ángulo BAP fue de 315°15'47" y el ángulo ABP fue de 41°21'58". ¿Cuáles son las coordenadas de la estación P?



Problemas 11.12 a 11.16 **Condiciones de campo para intersecciones.**

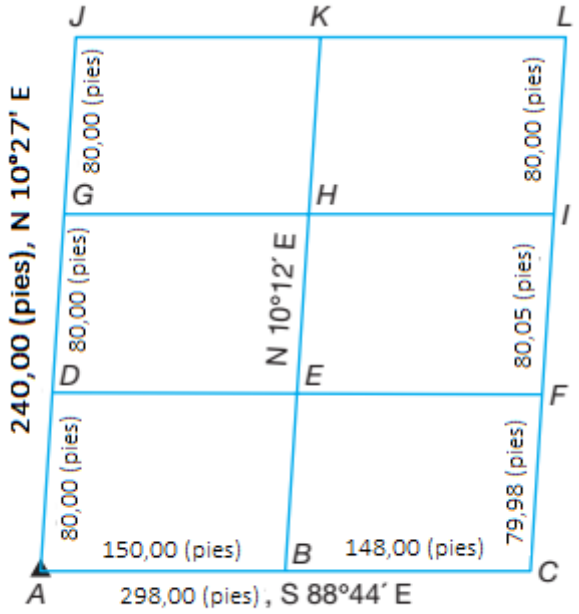
11.13* En la figura adjunta, las coordenadas X e Y (en pies) de la estación A son 1248,16 y 3133,35, respectivamente, y las de la estación B son 1509,15 y 1101,89, respectivamente. La longitud de BP es de 2657,45 pies y el acimut de la línea AP es de 98°25'00". ¿Cuáles son las coordenadas de la estación P?

11.14 En la figura adjunta, las coordenadas X e Y (en pies) de la estación A son 7593,15 y 9971,03, respectivamente, y las de la estación B son 8401,78 y 7714,63, respectivamente. La longitud de AP es de 1987,54 pies y el ángulo ABP es de 30°58'26". ¿Cuáles son las posibles coordenadas de la estación P?

11.15* Un círculo de radio 798,25 pies, centrado en el punto A, interseca otro círculo de radio 1253,64 pies, centrado en el punto B. Las coordenadas X e Y (en pies) de A son 3548,53 y 2836,49, respectivamente, y las de B son 4184,62 y 1753,52, respectivamente. ¿Cuáles son las coordenadas de la estación P en la figura?

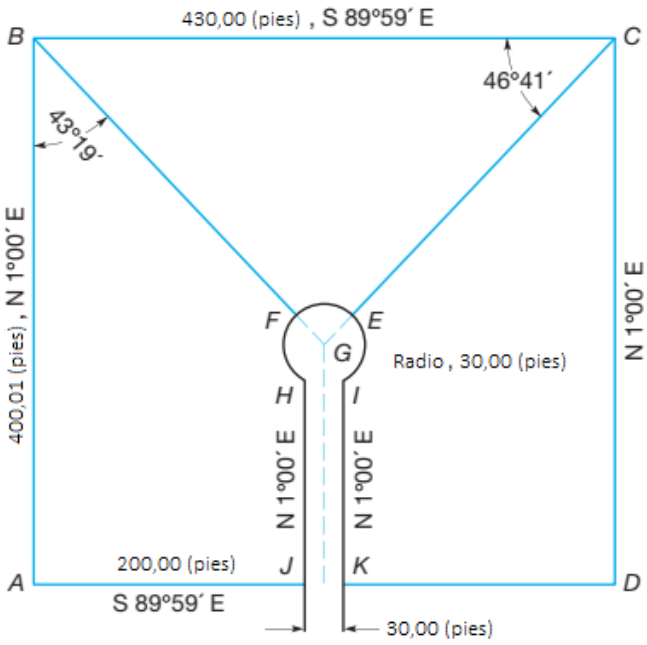
11.16 Lo mismo que el problema 11.15, excepto que los radios de A y B son 787,02 pies y 1405,74 pies, respectivamente, y las coordenadas X e Y (en pies) de A son 4058,74 y 6311,32, respectivamente, y las de la estación B son 4581,52 y 4345,16, respectivamente.

11.17 Para la subdivisión en la figura adjunta, suponga que las líneas AC, DF, GI y JL son paralelas, pero que las líneas BK y CL son paralelas entre sí, pero no paralelas a AJ. Si las coordenadas X e Y (en pies) de la estación A son (1000,00 ; 1000,00), ¿cuáles son las coordenadas de cada esquina de lote que se muestra?



Problema 11.17 **Subdivisión**

11.18 Si las coordenadas X e Y (en pies) de la estación A son (5000,00 ; 5000,00), ¿cuáles son las coordenadas de las esquinas etiquetadas restantes en la figura adjunta?



Problema 11.18 Subdivisión

11.19* En la Figura 11.8, las coordenadas X e Y (en pies) de A son 1234,98 y 5415,48, respectivamente; las de B son 3883,94 y 5198,47, respectivamente; y las de C son 6002,77 y 5603,25, respectivamente. Además, el ángulo ***x*** es 36°59'21" y el ángulo ***y*** es 44°58'06". ¿Cuáles son las coordenadas de la estación P?

11.20 En la Figura 11.8, las coordenadas X e Y (en pies) de A son 4371,56 y 8987,63, las de B son 8531,05 y 8312,57, y las de C son 10240,98 y 8645,07, respectivamente. También el ángulo ***x*** es 50°12'45" y el ángulo ***y*** es 44°58'06". ¿Cuáles son las coordenadas de la estación P?

11.21 En la Figura 11.9, se dan las siguientes coordenadas EN y XY para los puntos A a D. En una transformación de coordenadas conforme 2D, para convertir las coordenadas XY al sistema EN, ¿cuáles son los

(a)* factor de escala?

(b) ángulo de rotación?

(c) traslaciones en X e Y

(d) coordenadas de los puntos C en el sistema de coordenadas EN?

	Coordenadas del Plano Estatal (m)		Coordenadas Arbitrarias (pies)	
Punto	*E*	*N*	*X*	*Y*
A	639.940,832	642.213,266	2154,08	5531,88
B	641.264,746	641.848,554	6488,16	4620,34
C			5096,84	5995,7392

11.22 Resuelva el problema 11.21 con las siguientes coordenadas.

	Coordenadas del Plano Estatal (m)		Coordenadas Arbitrarias (m)	
Punto	*E*	*N*	*X*	*Y*
A	588.933,451	418.953,421	5492,081	3218,679
B	588.539,761	420.185,869	6515,987	4009,588
C			4865,191	3649,031

11.23 En la Figura 11.12, las elevaciones de las estaciones A y B son 403,16 y 410,02 pies, respectivamente. Las alturas de los instrumentos hi_A y hi_B son 5,20 y 5,06 pies, respectivamente. ¿Cuál es la elevación promedio del punto P si las demás observaciones de campo son:

AB = 256,79 pies

A = 52°30'08" B = 40°50'51"

v_1 = 24°38'15"

v_2= 22°35'42"

11.24 En el problema 11.23, suponga que la estación P está a la izquierda de la línea AB, vista desde la estación A. Si las coordenadas X e Y (en pies) de la estación A son 1245,68 y 543,20, respectivamente, y el acimut de la línea AB es 55°23'44", ¿cuáles son las coordenadas X e Y del punto inaccesible?

11.25 En la figura 11.12, las elevaciones de las estaciones A y B son 1106,78 y 1116,95 pies, respectivamente. Las alturas de los instrumentos hi_A y hi_B son 5,14 y 5,43 pies, respectivamente. ¿Cuál es la elevación promedio del punto P si las demás observaciones de campo son:

AB = 438,18 pies

A = 49°31'00" B = 52°35'26"

v_1 = 27°40'57" v_2 = 27°20'51"

11.26 En el problema 11.25, suponga que la estación P está a la izquierda de la línea AB vista desde la estación A. Si las coordenadas X e Y (en pies) de la estación A son 8975,18 y 7201,89, respectivamente, y el acimut de la línea AB es 347°22'38", ¿cuáles son las coordenadas X e Y del punto inaccesible?

11.27 En la figura 11.13, las coordenadas X, Y y Z (en pies) de la estación A son 1816,45; 987,39 y 1806,51; respectivamente, y las de la estación B son 1633,11; 1806,48 y 1806,48, respectivamente.

Determine la posición tridimensional de la estación P ocupada con las siguientes observaciones:

v_1 = 30°06'22" PA = 228,50 pies hr_A = 5,68 pies γ = 72°02'28"

v_2 = 29°33'02" PB = 232,35 pies hr_B = 5,68 pies hi_P = 5,34 pies

11.28 Adapte las ecuaciones (11.43) y (11.47) para que sean aplicables a los ángulos cenitales.

11.29 En la Figura 11.13, las coordenadas X, Y y Z (en metros) de la estación A son 135,461; 211,339 y 98,681 respectivamente, y las de la estación B son 301,204; 219,822 y 100,042, respectivamente. Determine la posición tridimensional de la estación ocupada P con las siguientes observaciones:

$$z_1 = 119°22'38'' \quad PA = 150{,}550\ \text{m} \quad hr_A = 1{,}690\ \text{m} \quad \gamma = 79°05'02''$$
$$z_2 = 120°08'50'' \quad PB = 149{,}770\ \text{m} \quad hr_B = 1{,}690\ \text{m} \quad hi_P = 1{,}685\ \text{m}$$

11.30 Utilice WOLFPACK para resolver el problema 11.9.

11.31 Utilice WOLFPACK para resolver el problema 11.10.

11.32 Utilice WOLFPACK para resolver el problema 11.12.

11.33 Utilice WOLFPACK para resolver el problema 11.13.

11.34 Utilice WOLFPACK para resolver el problema 11.15.

11.35 Utilice WOLFPACK para resolver el problema 11.16.

11.36 Utilice WOLFPACK Para resolver el problema 11.17.

11.37 Escriba un programa computacional que resuelva el ejemplo 11.6 usando matrices.

11.38 Escriba un programa computacional que resuelva el ejemplo 11.8.

BIBLIOGRAFÍA

Easa, S. M. 2007. "Direct Distance-Based Positioning without Redundancy—In Land Surveying." *Surveying and Land Information Science* 67 (No. 2): 69.

Ghilani, C. 2010. *Adjustment Computations: Spatial Data Analysis*, 5th ed. New York: Wiley.

■ 12.1 INTRODUCCIÓN

Hay varias razones importantes para determinar áreas. Una es incluir la superficie de una parcela de tierra en la escritura que describe la propiedad. Otros propósitos son determinar la superficie de campos, lagos, etc., o la cantidad de yardas cuadradas que se deben pavimentar, sembrar o pastizar. Otra aplicación importante es determinar las áreas de los extremos para los cálculos de volumen de movimiento de tierras (véase el Capítulo 26). En la topografía plana, se considera que el área es la proyección ortogonal de la superficie sobre un plano horizontal. Como se señaló en el Capítulo 2, en el sistema inglés las unidades más comúnmente utilizadas para especificar áreas pequeñas son el $pies^2$ y el yd^2, y para grandes extensiones se utiliza con mayor frecuencia el acre, donde 1 acre = 43,560 $pies^2$ = 10 ch^2 (Gunter's). Un lote de acre, si es cuadrado, tendría entonces $208{,}71^+$pie de lado. En el sistema métrico, las áreas más pequeñas se dan usualmente en m^2, y para extensiones más grandes se usan comúnmente hectáreas, donde 1 hectárea es equivalente a un cuadrado que tiene lados de 100 m, y por lo tanto es igual a 10.000 m^2. En la conversión de áreas entre los sistemas inglés y métrico, son útiles los factores de conversión dados en la Tabla 12.1.

■ 1 2.2 MÉTODOS DE MEDICIÓN DE ÁREA

Tanto las mediciones de campo como las de mapa se utilizan para determinar el área. Los métodos de medición de campo son los más precisos e incluyen

(1) división de la extensión en figuras simples (triángulos, rectángulos y trapecios),

(2) desplazamientos de una línea recta,

(3) coordenadas y

(4) distancias de doble meridiano.

Cada uno de estos métodos se describe en las secciones que siguen. Los métodos para determinar el área a partir de mediciones de mapas incluyen

(1) contar cuadrados de coordenadas,

(2) dividir el área en triángulos, rectángulos u otras formas geométricas regulares,

(3) digitalizar coordenadas y

(4) pasar un planímetro sobre las líneas circundantes. Estos procesos se describen e ilustran en la Sección 12.9. Dado que los mapas se derivan de observaciones de campo, los métodos de determinación de áreas dependen invariablemente de esta fuente básica de datos.

Tabla 12.1 Factores de Conversión de Área Aproximados

Para Convertir desde	a	Multiplicar por
ft^2 pies ^{2}	m^2	$(12/39,37)^2 \approx 0,09291$
m^2	ft^2 pies ^{2}	$(39,37/12)^2 \approx 10,76364$
yd^2 yardas ^{2}	m^2	$(36/39,37)^2 \approx 0,83615$
m^2	yd^2 yardas ^{2}	$(39,37/36)^2 \approx 1,19596$
acres	hectáreas	$[39,37/(4,356 \times 12)]^2 \approx 2,47099$
hectáreas	acres	$(4,356 \times 12/39,37)^2 \approx 0,40470$

■ 12.3 ÁREA POR DIVISIÓN EN FIGURAS SIMPLES.

Una parcela generalmente se puede dividir en figuras geométricas simples, como triángulos, rectángulos o trapecios. Los lados y ángulos de estas figuras se pueden observar en el campo y sus áreas individuales se calculan y totalizan. La Figura 12.1 muestra un ejemplo de una parcela subdividida en triángulos.

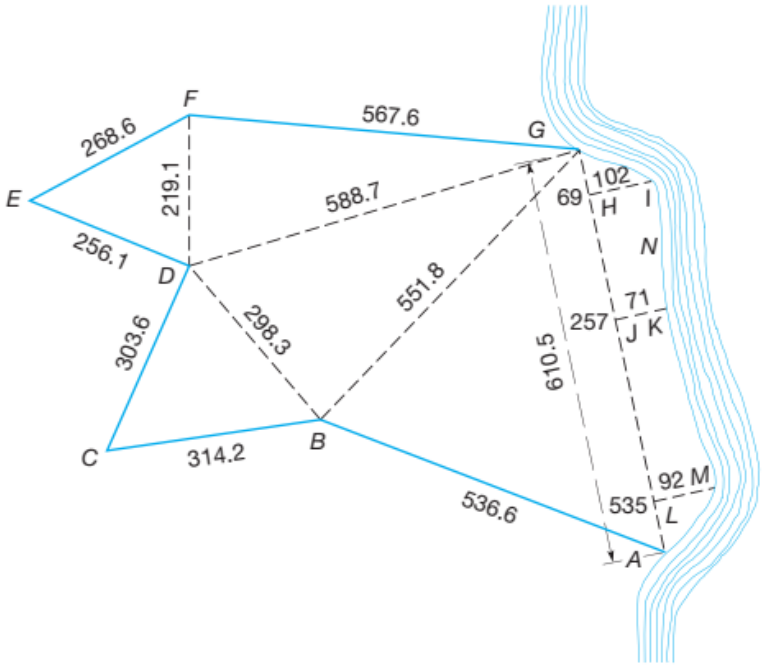


Figura 12.1
Determinación del área mediante triángulos.

Las fórmulas para calcular áreas de rectángulos y trapecios son bien conocidas. El área de un triángulo cuyas longitudes de lados se conocen se puede calcular mediante la fórmula

$$\text{área} = \sqrt{s(s-a)(s-b)(s-c)} \qquad (12.1)$$

donde *a, b* y *c* son las longitudes de los lados del triángulo y

$$s = 1/2(a + b + c).$$

Otra fórmula para el área de un triángulo es:

$$\text{área} = \frac{1}{2}ab \sin C \qquad (12.2)$$

donde C es el ángulo comprendido entre los lados *a* y *b*. La elección entre usar la ecuación (12.1) o la (12.2) dependerá de las partes del triángulo que se determinen con mayor facilidad; una decisión que normalmente viene determinada por la naturaleza del área y el tipo de equipo disponible.

■ 1 2.4 ÁREA POR DESPLAZAMIENTOS DE LÍNEAS RECTAS.

Los tramos irregulares pueden reducirse a una serie de trapecios observando desplazamientos en ángulo recto desde puntos a lo largo de una línea de referencia. La línea de referencia suele estar marcada por estaciones (véase la Sección 5.9.1), y las posiciones donde se observan los desplazamientos se indican mediante sus estaciones y signos más. El espaciamiento entre desplazamientos puede ser regular o irregular, según las condiciones. Estos dos casos se analizan en las subsecciones siguientes.

12.4.1 Desplazamientos regularmente espaciados.

Los desplazamientos a intervalos regulares se muestran en la Figura 12.2. En este caso, el área se calcula mediante la fórmula.

$$\text{área} = b\left(\frac{h_0}{2} + h_1 + h_2 + \cdots + \frac{h_n}{2}\right) \qquad (12.3)$$

donde b es la longitud de un intervalo común entre desplazamientos, y h_0, h_1,...,h_n son los desplazamientos. El intervalo regular para el ejemplo de la Figura 12.2 es media estación, o 50 pies.

Figura 12.2
Área por desplazamientos.

EJEMPLO 12.1:

Calcule el área del terreno que se muestra en la Figura 12.2.

SOLUCIÓN:

Por la ecuación (12.3).

$$\text{área} = 50\left(0 + 5{,}2 + 8{,}7 + 9{,}2 + 4{,}9 + 10{,}4 + 5{,}2 + 12{,}2 + \frac{2{,}8}{2}\right) = 2860 \text{ pies}^2$$

En este ejemplo, se puede obtener la suma de los desplazamientos (términos entre paréntesis) mediante el método de la tira de papel, donde el área se traza a escala y la ordenada media de cada trapezoide se suma sucesivamente marcando una línea en una tira larga de papel. El área se obtiene entonces midiendo la primera y la última línea, multiplicando por la escala para convertirla en una distancia de campo y, a continuación, multiplicando por la anchura *b*.

12.4.2 DESPLAZAMIENTOS IRREGULARES.

Para límites con curvas irregulares como los de la Figura 12.3, el espaciado de los desplazamientos a lo largo de la línea de referencia varía. El espaciado debe seleccionarse de forma que el límite curvo se defina con precisión cuando los puntos de desplazamiento adyacentes estén conectados por líneas rectas. Una fórmula para calcular el área en este caso es

$$\text{área} = \frac{1}{2}[a(h_0 + h_1) + b(h_1 + h_2) + c(h_2 + h_3) + \cdots] \qquad (12.4)$$

donde a, b, c, ... son los espacios de desplazamiento variables, y h_0, h_1,h_2……..son los desplazamientos observados.

■ EJEMPLO 12.2

Calcule el área del terreno que se muestra en la Figura 12.3.

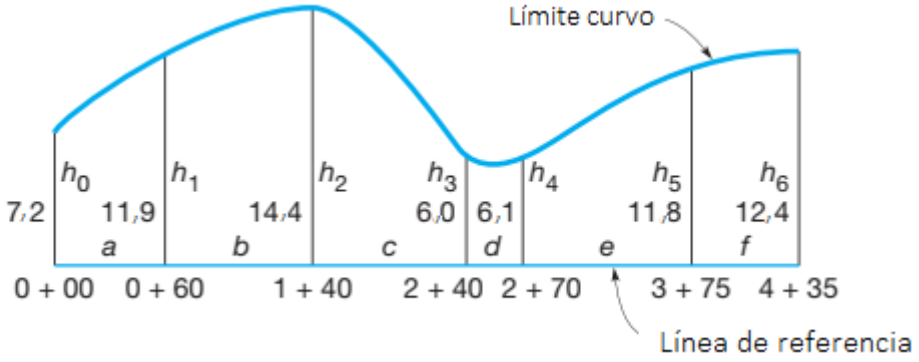


Figura 12.3
Área por desplazamientos para un tramo con un límite curvo.

SOLUCIÓN

por la ecuación (12.4)

$$\text{área} = \frac{1}{2}[60(7{,}2 + 11{,}9) + 80(11{,}9 + 14{,}4) + 100(14{,}4 + 6{,}0) + 30(6{,}0 + 6{,}1) + 105(6{,}1 + 11.8) + 60(11{,}8 + 12{,}4)]$$

$$= 4490 \text{ pies}^2$$

■ 12.5 ÁREA POR COORDENADAS

El cálculo del área dentro de un polígono cerrado se realiza con mayor frecuencia mediante el método de coordenadas. En este procedimiento, se deben conocer las coordenadas de cada punto del ángulo en la figura. Normalmente se obtienen mediante poligonación, aunque cualquier método que proporcione las coordenadas de estos puntos es apropiado. Si se utiliza poligonación, las coordenadas de las estaciones se calculan después del ajuste de las salidas y latitudes, como se discutió e ilustró en el Capítulo 10.

El método de coordenadas también es aplicable y conveniente para calcular áreas de figuras cuyas coordenadas se han digitalizado utilizando un instrumento como el que se muestra en la Figura 28.9. El método de coordenadas se visualiza fácilmente; se reduce a una ecuación simple que se aplica a todas las configuraciones geométricas de polígonos cerrados y se programa fácilmente para la solución por computadora. El procedimiento para calcular áreas por coordenadas se puede desarrollar con referencia a la Figura 12.4. Como se muestra en esa figura, es conveniente (pero no necesario) adoptar un sistema de coordenadas de referencia con los ejes X e Y pasando por las estaciones de la travesía más meridional y más occidental, respectivamente. Las líneas BB’ CC', DD’ y EE' en la figura se construyen perpendiculares al eje Y. Estas líneas crean una serie de trapecios y triángulos (mostrados con diferentes sombreados

de color). El área delimitada por la travesía ABCDEA se puede expresar en términos de las áreas de estos trapecios y triángulos individuales como

$$\text{área}_{ABCDEA} = E'EDD'E' + D'DCC'D' - AE'EA - CC'B'BC - ABB'A \qquad (12.5)$$

El área de cada trapezoide, por ejemplo E' EDD' E' puede expresarse en términos de la longitud como

$$\text{área}_{E'EDD'E'} = \frac{E'E + DD'}{2} \times E'D'$$

En términos de valores de coordenadas, esta misma área E' EDD' E' es

$$\text{área}_{E'EDD'E'} = \frac{X_E + X_D}{2}(Y_E - Y_D)$$

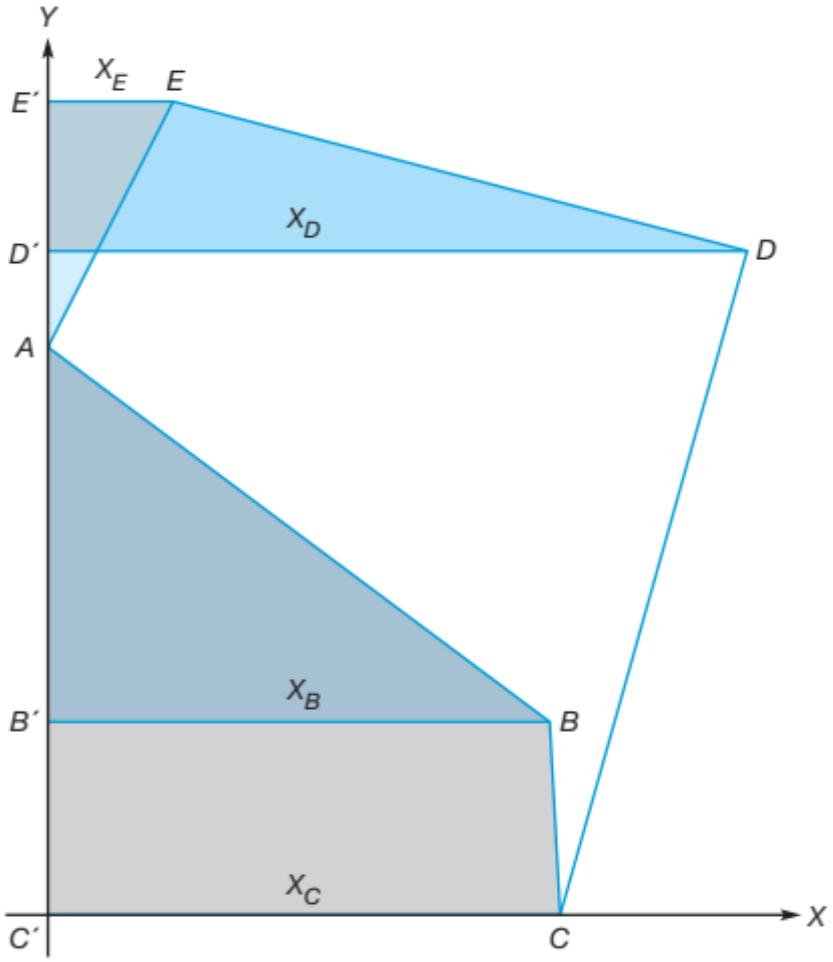
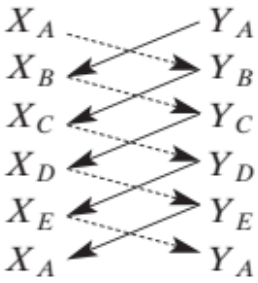


Figura 12.4
Cálculo del área por el método de coordenadas.

Cada uno de los trapecios y triángulos de la ecuación (12.5) se puede expresar mediante coordenadas de manera similar. Sustituyendo estas expresiones de coordenadas en la ecuación (12.5), multiplicando por 2 para despejar fracciones y reorganizando

$$2(\text{área}) = +X_AY_B + X_BY_C + X_CY_D + X_DY_E + X_EY_A - X_BY_A - X_CY_B - X_DY_C - X_EY_D - X_AY_E \qquad (12.6)$$

La ecuación (12.6) puede simplificarse a una forma fácil de recordar enumerando las coordenadas X e Y de cada punto sucesivamente en dos columnas, como se muestra en la ecuación (12.7), *con las coordenadas del punto inicial repetidas al final*. Los productos indicados por flechas diagonales se determinan; las flechas discontinuas se consideran positivas y las sólidas negativas. *Se calcula la suma algebraica de todos los productos y su valor absoluto se divide entre 2 para obtener el área.*



(12.7)

El procedimiento indicado en la Ecuación (12.7) es aplicable al cálculo de poligonales de cualquier tamaño. La siguiente fórmula, fácilmente derivada de la Ecuación (12.6), es una variación que también puede utilizarse.

$$\text{área} = \frac{1}{2}\big[X_A(Y_E - Y_B) + X_B(Y_A - Y_C) + X_C(Y_B - Y_D) + X_D(Y_C - Y_E) + X_E(Y_D - Y_A)\big] \qquad (12.8)$$

Se señaló anteriormente que, por conveniencia, se puede adoptar un sistema de ejes en el que X = 0 para el punto de la poligonal más occidental e Y = 0 para la estación más meridional. De este modo, se reducen las magnitudes de las coordenadas y los productos, y se reduce la cantidad de trabajo, ya que cuatro productos serán cero. Sin embargo, la selección de un origen especial como el descrito tiene poca importancia si el problema se ha programado para su solución por computadora. En ese caso, las coordenadas obtenidas del ajuste de la poligonación pueden utilizarse directamente en la solución. Sin embargo, se debe tener precaución si los valores de las coordenadas son extremadamente grandes, como lo serían normalmente; por ejemplo, si se utilizan valores del plano de estado (véase el Capítulo 20). En esos casos, para garantizar una precisión suficiente y evitar errores de redondeo graves, se debe utilizar la doble precisión. O, como alternativa, el decimal de cada coordenada se puede mover arbitrariamente *n* posiciones a la izquierda, calcular el área y luego multiplicarla por 10^{2n}. Tanto la ecuación (12.6) como la ecuación (12.8) se pueden programar fácilmente para su solución por computadora. El programa WOLFPACK incluye esta opción en su menú de cálculos de coordenadas. El formato del archivo de datos para esta opción se indica en su pantalla de ayuda. Como se mencionó en el Capítulo 10, la opción "poligonal de polígono cerrado" de WOLFPACK también calcula áreas utilizando las coordenadas de las estaciones de la poligonación ajustadas. La hoja de cálculo de Mathcad® C12.xmcd, disponible en el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani, muestra los cálculos de las Secciones 12.3 a 12.5.

■ EJEMPLO 12.3

La Figura 12.5 ilustra la misma poligonal que la Figura 12.4. Los cálculos de la Tabla 10.4 se aplican a esta poligonación. Sin embargo, los valores de las coordenadas que se muestran en la Figura 12.5 resultan de desplazar los ejes de modo que X_A = 0,00 (A es la estación más occidental) e Y_C = 0,00 (C es la estación más meridional). Esto se logró restando 10.000,00 (el valor de X_A) de todas las coordenadas X y restando 4.408,22 (el valor de Y_C) de todas las coordenadas Y. Calcule el área de la poligonal mediante el método de coordenadas. (Las unidades están en pies).

SOLUCIÓN

Estos cálculos se organizan mejor para una solución tabular. La Tabla 12.2 muestra el procedimiento. Por lo tanto, el área contenida dentro de la poligonación es

$$\text{área} = \frac{|1.044.861 - 499.684|}{2} = 272.588 \text{ pies}^2 \text{ (aprox. } 272.600 \text{ pies}^2 \text{)} = 6{,}258 \text{ acres}$$

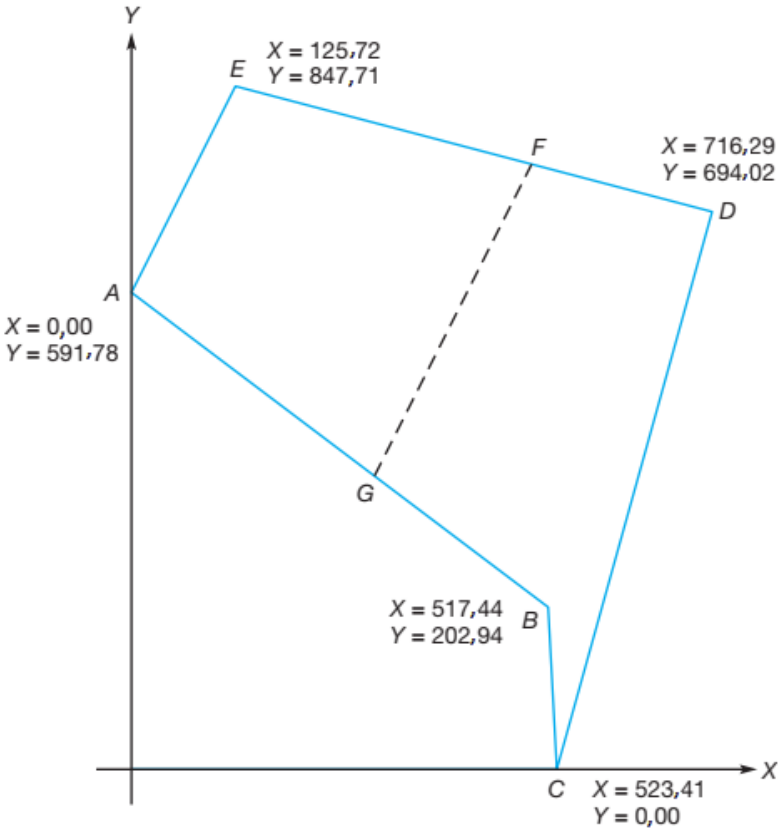


Figura 12.5
Poligonación para el cálculo del área por coordenadas.

Tabla 12.2 Cálculo de Área por Coordenadas

			ÁREA DOBLE (PIES^2)	
Punto	***X*** (pies)	***Y*** (pies)	Más (***XY***)	Menos (***YX***)
A	0,00	591,78		
B	517,44	202,94	0	306.211
C	523,41	0,00	0	106.221
D	716,29	694,02	363.257	0
E	125,72	847,71	607.206	87.252
A	0,00	591,78	74.398	0
			$\Sigma = 1.044.861$	$\Sigma = 499.684$
			-499.684	
			545.177	

$545.177 \div 2 = 272.588 \text{ pies}^2 = 6{,}258 \text{ acres}$

Obsérvese que la precisión de los cálculos se limitó a cuatro dígitos. Esto se debe a la propagación de errores, como se explicó en la Sección 3.17.3. Por ejemplo, considere un cuadrado con la misma área que la parcela de la Tabla 12.2. La longitud de sus lados sería de aproximadamente 522,1 pies. Suponiendo que estas coordenadas tienen incertidumbres de aproximadamente ±0,05 pies, el error en el producto, según la Ecuación (3.13), sería

$$E_{\text{área}} = \sqrt{(522{,}1 \times 0{,}05)^2 + (522{,}1 \times 0{,}05)^2} = \pm 37 \text{ pies}^2$$

Por lo tanto, se justifica redondear el área calculada a la centena de pies cuadrados más cercana. Como regla general, la precisión del área no debe indicarse con mayor precisión que

$$E_{\text{área}} = \sigma_S S\sqrt{2} \qquad (12.9)$$

donde S es la longitud del lado de un cuadrado con un área equivalente a la parcela en cuestión, y σ_S es la incertidumbre en las coordenadas de los puntos que delimitan el área en cuestión.

Debido a los efectos de la propagación de errores, es importante recordar que es mejor ser conservador al expresar áreas, por lo que a menudo se adopta una frase como “6,258 acres más o menos”, especialmente al escribir descripciones de propiedades (véase el Capítulo 21).

En el sitio web complementario de este libro, http://www.pearsonhighered.com/ghilani, se pueden descargar videos instructivos. El video Area Computations.mp4 muestra el cálculo de áreas en las Figuras 12.1 y 12.5.

■ 1 2.6 ÁREA POR EL MÉTODO DE DISTANCIA DE DOBLE MERIDIANO

El área dentro de una figura cerrada también se puede calcular mediante el método de distancia de doble meridiano (DMD). Este procedimiento requiere desviaciones y latitudes equilibradas de los límites del tramo, que normalmente se obtienen en los cálculos de poligonación. El método DMD no se utiliza tan comúnmente como el método de coordenadas porque no es tan conveniente, pero dados los datos de una poligonación ajustada, arrojará el mismo resultado. El método DMD es útil para comprobar los resultados obtenidos por el método de coordenadas al realizar cálculos manuales.

Por definición, la distancia de meridiano de una poligonación es la distancia perpendicular desde el punto medio de la poligonación hasta el meridiano de referencia. Para simplificar el problema de las señales, generalmente se coloca un meridiano de referencia a través de la estación de poligonación más occidental. En la Figura 12.6, las distancias meridianas de los recorridos AB, BC, CD, DE y EA son MM', PP', QQ', RR' y TT', respectivamente. Para expresar PP' en términos de distancias convenientes, MF y BG se dibujan perpendiculares a PP'. Luego

$$PP' = P'F + FG + GP$$

$$= \text{distancia del meridiano de } AB + \frac{1}{2} \text{ inicio de } AB + \frac{1}{2} \text{ inicio de } BC$$

Por lo tanto, la distancia meridiana para cualquier recorrido de una poligonación es igual a la distancia meridiana del recorrido anterior más la mitad de la desviación del inicio anterior más la mitad de la desviación del propio recorrido. Es más sencillo emplear desviaciones completas de los inicios. Por lo tanto, las DMD son iguales al doble de las distancias meridianas utilizadas, y se realiza una única división entre 2 al final del cálculo.

Con base en las consideraciones descritas, se puede aplicar la siguiente regla general para calcular las DMD: La DMD para cualquier recorrido de poligonación es igual a la DMD del recorrido anterior, más la desviación del inicio anterior, más la desviación del propio inicio. Se deben considerar los signos de las desviaciones. Cuando el meridiano de referencia se toma a través de la estación más occidental de una poligonación cerrada y los cálculos de las DMD se inician con un recorrido que pasa por esa estación, la DMD del primer recorrido es su desviación. Aplicando estas reglas, para la poligonación de la Figura 12.6

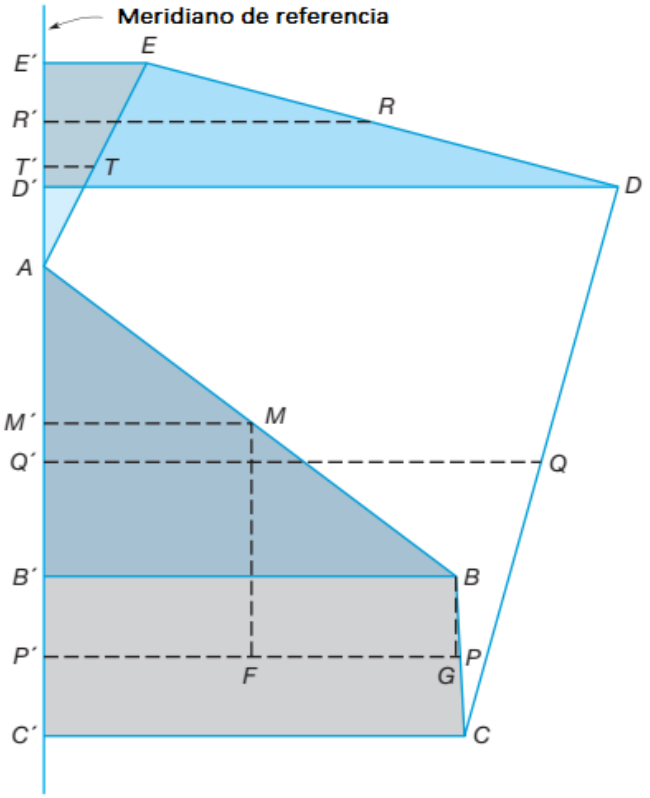


Figura 12.6
Cálculo de distancias meridianas y área de poligonación mediante el método DMD.

$$\text{DMD de } AB = \text{inicio de } AB$$
$$\text{DMD de } BC = \text{DMD de } AB + \text{inicio de } AB + \text{inicio de } BC$$

Se obtiene una verificación de todos los cálculos si la DMD de la última trayectoria, después de calcular la poligonación, también es igual a su desviación, pero tiene el signo opuesto. Si hay una diferencia, las desviaciones no se ajustaron correctamente antes de comenzar, o se cometió un error en los cálculos. Con referencia a la Figura 12.6, el área delimitada por la poligonación ABCDEA puede expresarse en términos de áreas trapezoidales (mostradas con diferentes sombreados de color) como

$$\text{área} = E'EDD'E' + C'CDD'C' - (AB'BA + BB'C'CB + AEE'A) \quad (12.10)$$

El área de cada figura es igual a la distancia meridiana de un recorrido multiplicada por su latitud de equilibrio. Por ejemplo, el área del trapezoide C'CDD'C' = Q'Q x C'D', donde Q'Q y C' D' son la distancia meridiana y la latitud, respectivamente, de la línea CD. La DMD de un recorrido multiplicada por su latitud equivale al doble del área. Por lo tanto, la suma algebraica de todas las áreas dobles da el doble del área dentro de toda la poligonación. Se deben considerar los signos de los productos de las DMD por las latitudes. Si la línea de referencia pasa por la estación más occidental, todas las DMD son positivas.

Por lo tanto, los productos de las DMD por las latitudes norte son positivos y los de las DMD por las latitudes sur son negativos.

■ EJEMPLO 12.4

Utilizando las desviaciones y latitudes de equilibrio que figuran en la Tabla 10.4 para la poligonación de la Figura 12.6, calcule las DMD de todos los recorridos.

SOLUCIÓN

Los cálculos realizados en forma de tabla siguiendo la regla general se ilustran en la Tabla 12.3.

■ EJEMPLO 12.5

Utilizando los DMD determinados en el Ejemplo 12.4, calcule el área dentro de la poligonación.

Tabla 12.3 Cálculo de las DMD

Inicio de *AB* =	+517,444	= DMD de *AB*
Inicio de *AB* =	+517,444	
Inicio de *BC* =	+5,964	
	+1040,852	= DMD de *BC*
Inicio de *BC* =	+5,964	
Inicio de *CD* =	+192,881	
	+1239,697	= DMD de *CD*
Inicio de *CD* =	+192,881	
Inicio de *DE* =	−590,571	
	+842,007	= DMD de *DE*
Inicio de *DE* =	−590,571	
Inicio de *EA* =	−125,718	
	+125,718	= DMD de *EA* ✓

Tabla 12.4 Cálculo de Área por DMD

Recorrido	Inicio Equilibrado (pies)	Latitud Equilibrada (pies)	DMD (pies)	Áreas Dobles (pies²) Más	Menos
AB	517,44	−388,84	517,44		201.201
BC	5,96	−202,95	1040,85		211.240
CD	192,88	694,02	1239,70	860.376	
DE	−590,57	153,69	842,01	129.408	
EA	−125,72	−255,93	125,72		32.176
Total	0,00	0,00		989.784	444.617
				−444.617	
				545.167	

545.167/2 = 272.584 pies² (aprox. 272.600 pies²) = 6,258 acres

SOLUCIÓN

Los cálculos de área mediante DMD se organizan generalmente como en la Tabla 12.4, aunque se puede sustituir por una forma combinada. Se obtienen las sumas de las áreas dobles positivas y negativas, y el valor absoluto de la menor se resta del de la mayor. El resultado se divide entre 2 para obtener el área (272.600 $pies^2$) y entre 43.560 para obtener el número de acres (6,258). Nótese que la respuesta concuerda con la obtenida mediante el método de coordenadas.

Si el total de áreas dobles negativas es mayor que el total de valores positivos, significa únicamente que los DMD se calcularon recorriendo la poligonación en sentido horario.

En las oficinas modernas de topografía e ingeniería, los cálculos de área rara vez se realizan a mano; más bien, se programan para su solución por computadora. Sin embargo, si un área se calcula a mano, debe verificarse utilizando diferentes métodos o por dos personas que empleen el mismo sistema. Por ejemplo, una persona que trabaja sola en una oficina podría calcular áreas mediante coordenadas y comprobarlas con DMD.

Quienes tienen experiencia en topografía (geomática) han aprendido que dedicar media hora a comprobar los cálculos en el campo y en la oficina puede evitar largas frustraciones posteriores. La hoja de cálculo de Mathcad C12.XMCD, disponible en el sitio web complementario http://www.pearsonhighered.com/ghilani, muestra la programación del método de coordenadas que se describe en este libro.

■ 12.7 ÁREA DE PARCELAS CON LÍMITES CIRCULARES

El área de una parcela que tiene una curva circular como límite, como en la Figura 12.7,

se puede calcular dividiendo la figura en dos partes: el polígono ABCDEGFA y el sector EGF. El radio R = EG = FG y el ángulo central θ = EGF o la longitud EF debe conocerse o calcularse para permitir el cálculo del área del sector EGF.

Si se conocen R y el ángulo central θ, entonces el área del sector es

$$EGF = \pi R^2(\theta/360°) \qquad \textbf{(12.11)}$$

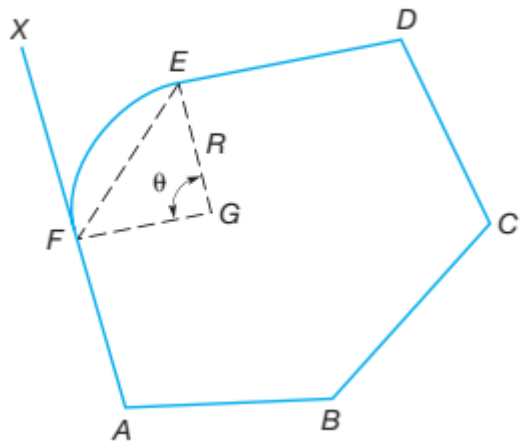


Figura 12.7
Área con curva circular como parte del límite.

Si se conoce la longitud de la cuerda EF, el ángulo $\theta = 2\sin^{-1}(EF/2R)$, y la ecuación precedente se utiliza para calcular el área del sector. Para obtener el área total del terreno, el área del sector se suma al área ABCDEGFA obtenida mediante el método de coordenadas o DMD.

Otro método que se puede utilizar es calcular el área de la poligonación ABCDEFA, y luego sumar el área del segmento, que es la región entre el arco y la cuerda EF. El área de un segmento se obtiene como

$$\textbf{Área del segmento} = 0.5R^2(\theta - \sin\theta) \qquad \textbf{(12.12)}$$

donde θ se expresa en unidades de radianes.

■ 1 2.8 PARTICIÓN DE TERRENOS

Los cálculos para la partición de terrenos —es decir, la división de una porción de terreno para la transferencia de título— pueden facilitarse significativamente mediante el uso de coordenadas. Por ejemplo, supongamos que el propietario del terreno de la Figura 12.5 desea subdividir la parcela con una línea GF, paralela a AE, y tiene 3,000) acres en la parcela AEFG. Este problema puede abordarse mediante tres métodos diferentes. El primero implica ensayo y

error, y funciona bastante bien dadas las capacidades informáticas actuales. El segundo método consiste en escribir ecuaciones para figuras geométricas simples, como triángulos, rectángulos y trapecios, que permiten obtener una solución única para las coordenadas de los puntos F y G. El tercer método implica establecer una serie de ecuaciones geométricas de coordenadas, junto con una ecuación de área, y luego resolver las coordenadas de F y G. Las siguientes subsecciones describen cada uno de los procedimientos anteriores.

12.8.1 Método de ensayo y error

En este método, se determinan las coordenadas estimadas para las posiciones de las estaciones F y G, y el área de la parcela AEF'G' se calcula utilizando la ecuación (12.6) donde F' y G' son las posiciones estimadas de F y G. Este procedimiento se repite hasta que el área de la parcela sea igual a 3,000 acres, o 130.680 pie^2.

Paso 1: Utilizando las longitudes y direcciones ajustadas finales calculadas en el Ejemplo 10.8 y las coordenadas de A y E del Ejemplo 12.3, y estimando que la posición de la línea de corte es la mitad de la distancia a lo largo de la línea ED (es decir, 610,24/2 = 305,12 pies), las coordenadas de las estaciones F' y G' en la parcela AEF' G' se calculan como

Estación F'

$$X = 125{,}72 + 305{,}12 \sin 104°35'13'' = 421{,}00$$
$$Y = 847{,}71 + 305{,}12 \cos 104°35'13'' = 770{,}87$$

La estación G' se determina mediante la intersección de direcciones mediante los procedimientos descritos en la Sección 11.4. Según WOLFPACK, las coordenadas de la estación G' son

X = 243,24 e Y = 408,99.

Al crear un archivo para el cálculo del área, el área comprendida por estas cuatro estaciones es de tan sólo 102.874 pies cuadrados. Dado que 3,000 acres equivalen a 130.680 pies cuadrados, la distancia estimada de 305,12 pies fue corta. Ahora se puede aumentar y repetir el proceso.

Paso 2: Para estimar la distancia necesaria para aumentarla, se asume que la figura F' FGG' es un rectángulo, con un lado de longitud F'G', o 403,18 pies, donde esta longitud se obtiene invirtiendo las coordenadas de F' y G' del paso 1. Por lo tanto, la distancia a recorrer en la línea F'G' se determina como

(130.680 - 102.874)/403,18 = 68,97 pies.

Por lo tanto, para el segundo ensayo, la distancia entre F' y E debe ser 305,12 + 68,97 = 374,09 pies. Siguiendo el mismo procedimiento del paso 1, el área de AEF' G' es 131.015 pies cuadrados. El área determinada es ahora demasiado grande y puede reducirse utilizando la misma suposición utilizada al principio de este paso. Por lo tanto, la distancia EF' debe ser

EF' = 374,09 + (130.680 - 131.015)/(longitud de F' G') = 374,09 - 0,78 = 373,31

Este proceso se repite hasta determinar las coordenadas finales de F y G. La siguiente iteración arrojó coordenadas para F' de (487,00; 753,69) y para G' de (297,61; 368,14). Con estas coordenadas, se calculó que el área de la parcela era de 130.690 pies cuadrados, o con una tolerancia de 10 pies cuadrados. El proceso se repite de nuevo, lo que resulta en una reducción de la distancia EF' de 0,02 pies, o EF' = 373,29 pies. El área resultante para AEF'G' es de 130.679 pies cuadrados. Dado que esto está con una tolerancia de 1 pie cuadrado del área, las coordenadas se aceptan como

F = (486,98; 753,70)

G = (297,59; 368,16)

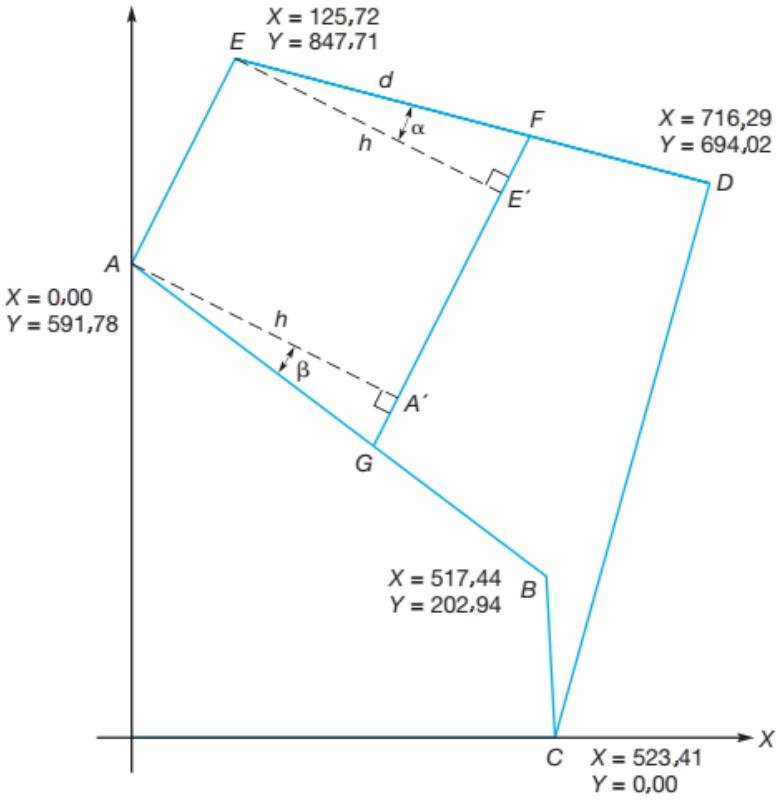


Figura 12.8
Partición de terrenos mediante figuras geométricas simples.

El método de ensayo y error puede aplicarse para resolver diversos tipos de problemas de partición del terreno. Aunque el procedimiento parezca requerir una cantidad significativa de cálculos, en muchos casos proporciona la solución más rápida y sencilla cuando se dispone de un programa informático como WOLFPACK para realizar los cálculos de geometría de coordenadas.

12.8.2 USO DE FIGURAS GEOMÉTRICAS SIMPLES

Como se puede observar en la Figura 12.8, la parcela AEFG es un paralelogramo. Por lo tanto, se puede emplear la fórmula para el área de un paralelogramo [A = ½(b_1 + b_2)h], donde b_1 es AE y b_2 es FG. En este procedimiento, se debe determinar una relación trigonométrica entre la longitud desconocida EF (denotada como *d* en la Figura 12.8) y las partes faltantes *h*, FE' y A'G. A partir de la figura, se pueden determinar los ángulos α y β a partir de las diferencias de azimut, como

$$\alpha = AZ_{EE'} - AZ_{ED}$$
$$\beta = AZ_{AB} - AZ_{AA'}$$

Nótese en la Tabla 10.7 que AZ_{EA} es 206°09'41", y por lo tanto AZ_{AA}, y AZ_{EE},

que son perpendiculares a la línea EA son 206°09'41" - 90° = 116°09'41".

También de la Tabla 10.7, AZ_{ED} y AZ_{AB} son 104°35'13" y 126°55'23", respectivamente.

Por lo tanto, los valores numéricos de α y β son:

$$\alpha = 116°09'41'' - 104°35'13'' = 11°34'28''$$
$$\beta = 126°55'23'' - 116°09'41'' = 10°45'42''$$

Ahora las partes *h*, FE' y A'G pueden expresarse en términos de la distancia desconocida *d* como

$$\begin{aligned} h &= d\cos\alpha \\ FE' &= d\sin\alpha \\ A'G &= h\tan\beta = d\cos\alpha\tan\beta \end{aligned} \qquad \textbf{(12.13)}$$

La fórmula para el área del paralelogramo AEFG es

$$\tfrac{1}{2}(AE + FE' + AE + A'G)h = 130.680 \qquad (12.14)$$

Sustituyendo las ecuaciones (12.13) en la ecuación (12.14) y reordenando se obtiene

$$(\cos^2\alpha \tan\beta + \cos\alpha \sin\alpha)d^2 + [2(AE)\cos\alpha]d - 261.360 = 0 \qquad (12.15)$$

La expresión (12.15) es una ecuación cuadrática y se puede resolver mediante la ecuación (11.3).

Sustituyendo los valores apropiados en la ecuación (12.15) y resolviéndola, se obtiene:

d = EF = 373,29 pies. Esta es la misma respuesta que se obtuvo en la sección 12.8.1.

Este enfoque, que consiste en utilizar las ecuaciones de figuras geométricas simples, resulta práctico para resolver diversos problemas de división del terreno.

12.8.3 Método de coordenadas

Este método implica el uso de las ecuaciones (10.11) y (12.8) para obtener cuatro ecuaciones con las cuatro incógnitas X_F, Y_F, X_G, e Y_G, que pueden resolverse de forma única. Mediante la ecuación (10.11), se pueden escribir las siguientes tres ecuaciones de geometría de coordenadas:

$$\frac{X_F - X_E}{Y_F - Y_E} = \frac{X_D - X_E}{Y_D - Y_E} \qquad (12.16)$$

$$\frac{X_G - X_A}{Y_G - Y_A} = \frac{X_B - X_A}{Y_B - Y_A} \qquad (12.17)$$

$$\frac{X_A - X_E}{Y_A - Y_E} = \frac{X_G - X_F}{Y_G - Y_F} \qquad (12.18)$$

También por la ecuación (12.8):

$$X_A(Y_G - Y_E) + X_E(Y_A - Y_F) + X_F(Y_E - Y_G) + X_G(Y_F - Y_A) = 2 \times \text{área} \qquad (12.19)$$

Sustituyendo las coordenadas conocidas X_A, Y_A, X_B, Y_B, X_D, Y_D , X_D y Y_E en las ecuaciones (12.16) a (12.19), se obtienen cuatro ecuaciones que pueden resolverse para las cuatro coordenadas desconocidas. Las cuatro ecuaciones pueden resolverse simultáneamente, por ejemplo, mediante métodos matriciales, para determinar las coordenadas desconocidas de los puntos F y G. (El programa MATRIX está incluido en el sitio web complementario de este libro).

Alternativamente, las cuatro ecuaciones pueden resolverse por sustitución. En este enfoque, las ecuaciones (12.16) y (12.17) se reescriben en términos de una de las incógnitas, por ejemplo, X_F y X_G. Estas dos nuevas ecuaciones se sustituyen en las ecuaciones (12.18) y (12.19). Las ecuaciones resultantes contendrán ahora dos incógnitas, Y_F e Y_G. La ecuación correspondiente a la ecuación (12.18) puede entonces resolverse en términos de la incógnita, por ejemplo, Y_F, y esta puede sustituirse en la ecuación correspondiente a (12.19). La expresión resultante será una ecuación cuadrática en términos de Y_G, que puede resolverse utilizando la ecuación (11.3). Esta solución puede entonces sustituirse en las ecuaciones anteriores para derivar las tres incógnitas restantes.

■ 1 2.9 ÁREA MEDIDA POR MEDICIONES DE MAPAS

Para determinar el área de una parcela a partir de mediciones cartográficas, primero se deben identificar sus límites en un mapa existente o en una parcela extraída a partir de datos topográficos. Posteriormente, se puede utilizar uno de los diversos métodos disponibles para determinar su área. La precisión en la determinación de áreas a partir de mediciones cartográficas está directamente relacionada con la precisión de los mapas utilizados. La precisión de los

mapas, a su vez, depende de la calidad de los datos topográficos a partir de los cuales se elaboraron, la escala del mapa y la precisión del proceso de elaboración. Por lo tanto, si se utilizan mapas existentes para determinar áreas, primero se debe verificar su calidad.

Incluso con mapas de buena calidad, las áreas medidas a partir de ellos normalmente no serán tan precisas como las calculadas directamente a partir de datos topográficos. La escala del mapa y el dispositivo utilizado para extraer las mediciones son factores importantes que afectan la precisión del área resultante. Si, por ejemplo, se traza un mapa a una escala de 1000 pies/1 pulgada y se utiliza una escala de ingeniería que produce mediciones con una precisión de ±0,02 pulgadas, las distancias o coordenadas escaladas a partir de este mapa no pueden ser mejores que aproximadamente (±0,02 x 1000) = ±20 pies. Esta incertidumbre puede producir errores sustanciales en las áreas. La contracción o expansión diferencial del material sobre el que se dibujan los mapas es otra fuente de error al determinar las áreas a partir de las mediciones cartográficas. Los cambios en las dimensiones del 2% al 3% son comunes para ciertos tipos de papel. (Los temas de mapas y cartografía se tratan con más detalle en los capítulos 17 y 18). Las fotos aéreas también pueden utilizarse como sustitutos de mapas para determinar áreas aproximadas si se pueden identificar los límites de las parcelas. Las áreas son aproximadas, como se explica en el capítulo 26, porque, salvo en las zonas planas, la escala de una foto aérea no es uniforme en toda su extensión. Las fotografías aéreas son especialmente útiles para determinar áreas de terrenos con formas irregulares, como lagos. En las siguientes subsecciones se describen diferentes procedimientos para determinar áreas a partir de mapas.

12.9.1 Área mediante el conteo de cuadrados de coordenadas

Un método sencillo para determinar áreas consiste en superponer la parcela mapeada con una transparencia que contiene una cuadrícula superpuesta. Se cuenta el número de cuadrados de la cuadrícula incluidos en la parcela, se estiman los cuadrados parciales y se suman al total. El área es el producto del número total de cuadrados por el área representada por cada cuadrado. Por ejemplo, si las cuadrículas tienen 0,20 pulgadas de lado y se superpone un mapa a una escala de 200 pies/pulgada, cada cuadrado equivale a $(0,20 \times 200)^2 = 1600$ pies^2.

12.9.2 Área por Longitudes Escaladas

Si los límites de una parcela se identifican en un mapa, esta puede dividirse en triángulos, rectángulos u otras figuras regulares, medirse los lados y calcularse las áreas mediante fórmulas estándar y totalizarse.

12.9.3 Área por Digitalización de Coordenadas

Una parcela cartografiada puede colocarse en una mesa de digitalización conectada a una computadora, y las coordenadas de sus vértices se registran de forma rápida y sencilla. A partir del archivo de coordenadas, el área puede calcularse utilizando la Ecuación (12.6) o la Ecuación (12.8). Sin embargo, cabe recordar que, aunque las coordenadas puedan digitalizarse con una precisión de 0,001 pulgadas, su precisión real no puede ser mayor que la del mapa del que se extrajeron los datos. La determinación del área mediante la digitalización de mapas existentes se está practicando ampliamente en la creación de bases de datos de sistemas de información geográfica.

12.9.4 Área por Planímetro

Un planímetro mide el área contenida dentro de cualquier figura cerrada circunscrita por su trazador. Existen dos tipos de planímetros: mecánicos y electrónicos. Los componentes principales del planímetro mecánico son la barra de escala, el tambor graduado y el disco, el vernier, el punto trazador y su protección, y el brazo de anclaje, el peso y la punta. La barra de escala puede ser fija o ajustable. En el planímetro estándar de brazo fijo, una revolución del disco (dial) representa 100 pulg.^{2} y una vuelta del tambor (rueda) representa 10 pulg.^{2}. El planímetro ajustable puede configurarse para leer unidades de área directamente para cualquier escala de mapa. El instrumento toca el mapa sólo en tres puntos: el punto de anclaje, el tambor y la protección del punto trazador.

Debido a su facilidad de uso, el planímetro electrónico (Figura 12.9) ha reemplazado a su contraparte mecánica. Un planímetro electrónico funciona de forma similar a uno mecánico, excepto que los resultados se muestran digitalmente en una consola de visualización. Las áreas se pueden medir en pulgadas cuadradas o centímetros cuadrados y establecer un factor de escala adecuado, se pueden obtener directamente en acres o hectáreas. Algunos instrumentos cuentan con multiplicadores que calculan y muestran volúmenes automáticamente.

Como ejemplo del uso de un planímetro mecánico ajustable, supongamos que se medirá el área dentro de la poligonal de la Figura 12.5. El punto de anclaje debajo del peso se coloca fuera de la poligonación (si está dentro, se debe añadir una constante polar) y el punto de trazado se coloca sobre la esquina A. Se toma una lectura inicial de 7231, el 7 proviene del disco, el 23 del tambor y el 1 del vernier. El punto de trazado se mueve a lo largo de las líneas de la poligonación de A a B, C , D y E, y de vuelta a A. Un triángulo o una regla pueden guiar el punto, pero normalmente se maneja a mano alzada. Se obtiene una lectura final de 8596. La diferencia entre las lecturas inicial y final, 1365, se multiplica por la constante del planímetro para obtener el área. Para determinar la constante del planímetro, se traza cuidadosamente un área cuadrada de 5 pulgadas de lado, con diagonales de 7,07 pulgadas, y se traza su perímetro con el planímetro. Si la diferencia entre las lecturas inicial y final para el cuadrado de 5 pulgadas es, por ejemplo, 1250, entonces

Figura 12.9
Planímetro electrónico. (Cortesía de Topcon Positioning Systems).

$$5 \text{ pulgadas X } 5 \text{ pulgadas} = 25 \text{ pulg.}^2 = 1250 \text{ unidades}$$

Por lo tanto, la constante del planímetro es

$$1 \text{ unidad} = 25/1250 = 0{,}020 \text{ Pulg.}^2$$

Finalmente, el área dentro de la poligonación es

área = 1365 unidades X 0,020 = 27,3 pulg.²

Si la poligonación se traza a una escala cartográfica de 1 pulgada = 100 pies, entonces 1 pulgada cuadrada = 10.000 pies cuadrados y el área medida es de 273.000 pies cuadrados.

Para comprobar el funcionamiento del planímetro, se puede trazar el contorno en la dirección opuesta. Las lecturas inicial y final en el punto A deben coincidir dentro de un límite de entre dos y cinco unidades.

La precisión obtenida al usar un planímetro depende de la habilidad del operador, la exactitud del mapa trazado, el tipo de papel y otros factores. Se pueden obtener resultados con una precisión de entre el 0,5 % y el 1 % mediante un trabajo minucioso.

Un planímetro es especialmente útil para áreas irregulares, como la de la Figura 12.3, y tiene numerosas aplicaciones en topografía e ingeniería. El planímetro se ha utilizado ampliamente en las oficinas de carreteras para determinar áreas de secciones transversales, y también es práctico para determinar áreas de cuencas hidrográficas y lagos a partir de mediciones en fotografías aéreas, verificar áreas calculadas en levantamientos topográficos, etc.

■ 12.10 PROGRAMAS (SOFTWARE)

Como se explica en este capítulo, existen varios métodos para determinar el área de una parcela o figura. El método de área por coordenadas es el más utilizado en la práctica. Sin embargo, a veces se emplean otros métodos en situaciones particulares que requieren una solución inteligente. El software suele utilizar el método de área por coordenadas. Por ejemplo, un programa de dibujo asistido por computadora (CAD) puede utilizar las coordenadas de una parcela de forma irregular para determinar rápidamente su área.

Mediante el método de coordenadas. WOLFPACK utiliza este método para determinar el área delimitada por una figura a partir de una lista de coordenadas en orden secuencial. También puede introducir las coordenadas de una parcela en un programa CAD para determinar el área delimitada. Si desea ver una programación más avanzada de varios de los ejemplos analizados en este capítulo, le recomendamos explorar la hoja de cálculo de Mathcad® C12.XMCD, que se encuentra en el sitio web complementario de este libro: http://www.pearsonhighered.com/ghilani.

■ 12.1 1 FUENTES DE ERROR EN LA DETERMINACIÓN DE ÁREAS

Algunas fuentes de error en el cálculo de áreas son:

1. Errores en los datos de campo de los que se derivan las coordenadas o los mapas.

2. Selección incorrecta de intervalos y desplazamientos para ajustarse a límites irregulares.

3. Errores en el escalado de los mapas.

4. Contracción y expansión de los mapas.

5. Uso de cuadrados de coordenadas demasiado grandes que, por lo tanto, dificultan la estimación de áreas de bloques parciales.

6. Ajuste incorrecto de la escala del planímetro.

7. Sobrepasar el borde de la hoja del mapa con el tambor del planímetro.

8. Uso de diferentes tipos de papel para el mapa y la hoja de calibración del planímetro.

■ 12.12 ERRORES EN LA DETERMINACIÓN DE ÁREAS

Al calcular áreas, algunos errores comunes incluyen:

1. Olvidar dividir entre 2 en los métodos de coordenadas y DMD.

2. Confundir los signos de coordenadas, desviaciones, latitudes y DMD.

3. Olvidar repetir las coordenadas del primer punto del área mediante el método de coordenadas.

4. No verificar el cálculo del área con un método diferente.

5. No dibujar un croquis a escala o con proporciones generales para una comprobación visual.

6. No verificar la constante de la escala del planímetro trazando un área conocida.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas cuyas respuestas parciales se encuentran en el Apéndice G.

12.1* Calcule el área comprendida dentro del polígono DEFGD de la Figura 12.1 utilizando triángulos.

12.2 Similar al problema 12.1, excepto por el polígono BCDGB de la Figura 12.1.

12.3 Calcule el área comprendida entre la línea ABGA y la línea de costa de la Figura 12.1 utilizando el método de desplazamiento.

12.4 Como regla general, ¿cuál es la incertidumbre estimada en 430.568 pies cuadrados si el error estimado en las coordenadas fue de ±0,2 pies?

12.5* Calcule el área entre un lago y una línea recta AG, desde la cual se toman desplazamientos a intervalos irregulares de la siguiente manera (todas las distancias en pies):

Punto de Desplazamiento	*A*	*B*	*C*	*D*	*E*	*F*	*G*
Estacionamiento	0,00	0 + 54,80	1 + 32,54	2 + 13,02	2 + 98,74	3 + 45,68	4 + 50,17
Desplazamiento	2,3	4,2	6,5	5,4	9,1	8,9	3,9

12.6 Repita el problema 12.5 con el siguiente desplazamiento en metros.

Punto de Desplazamiento	*A*	*B*	*C*	*D*	*E*	*F*	*G*
Estacionamiento	0,00	20,00	78,94	148,96	163,65	203,69	250,45
Desplazamiento	1,15	4,51	6,04	9,57	6,87	3,64	0,65

12.7 Utilice el método de coordenadas para calcular el área comprendida por la poligonación del Problema 10.8.

12.8 Calcule mediante coordenadas el área comprendida dentro de la poligonación del Problema 10.11.

12.9 Calcule el área comprendida dentro de la poligonación del Problema 10.8 utilizando DMD.

12.10* Determine el área comprendida dentro de la poligonación del Problema 10.11 utilizando DMD.

12.11 Mediante el método DMD, halle el área comprendida dentro de la poligonal del Problema 10.20.

12.12 Calcule el área comprendida dentro de la poligonación del Problema 10.17 utilizando el método de coordenadas. Compruébelo mediante DMD.

12.13 Calcule el área comprendida dentro de la poligonación del Problema 10.18 mediante coordenadas y compruébelo mediante DMD.

12.14 Calcule el área delimitada por la poligonación del Problema 10.19 utilizando el método DMD. Compruébelo mediante coordenadas.

12.15 Halle el área del terreno del Problema 10.25.

12.16* Determine el área del terreno del Problema 10.26.

12.17 Calcule el área del Lote 16 en la Figura 21.2.

12.18 Dibuje el terreno del Problema 10.25 a una escala de 1 pulgada = 100 pies. Determine su área circundante utilizando un planímetro.

12.19 Similar al Problema 12.18, excepto por la poligonación del Problema 10.26.

12.20 Dibuje la poligonación del Problema 10.19 a una escala de 1 pulgada = 200 pies y calcule su área delimitada utilizando un planímetro.

12.21 Las coordenadas (X,Y) (en pies) para una poligonación cerrada ABCDEFA son las siguientes: A (1000,00; 1000,00), B (1661,73; 1002,89), C (1798,56; 1603,51), D (1289,82; 1623,69), E (1221,89; 1304,24) y F (1048,75; 1301,40). Calcule el área de la poligonación mediante el método de coordenadas.

12.22 Calcule mediante DMD el área en hectáreas dentro de una poligonación cerrada ABCDEFA colocando los ejes X e Y a través de las estaciones más meridionales y más occidentales, respectivamente. Los inicios y latitudes (en metros) son las siguientes: AB: Inicio E = 50, lat. N. = 45; BC: Inicio E = 60, Lat. N = 55; CD: Inicio E = 45, Lat. S = 25; DE: Inicio O = 70, Lat. S = 40; EF: Inicio O = 50, Lat. S = 30; FA: Inicio O = 35, Lat. N = 5.

12.23 Calcular el área de una propiedad delimitada por una poligonación y un arco circular con las siguientes coordenadas en los puntos angulares: A (1275,11; 1356,11), B (1000,27; 1365,70), C (1000,00; 1000,00), D (1450,00; 1000,00) con un arco circular de radio CD que comienza en D y termina en A con la curva fuera del recorrido AD.

12.24 Calcula el área de un terreno delimitado por una travesía y un arco circular con las siguientes coordenadas en pies en los puntos angulares: A (526,68; 823,98), B (535,17; 745,61), C (745,17; 745,61), D (745,17; 845,61), E (546,62; 846,14) con un arco circular de radio 25 pies que comienza en E, tangente a D£ y termina en A.

12.25 Divida el área del lote del Problema 12.23 en dos partes iguales mediante una línea que pase por el punto B. Enumere en orden las longitudes y los acimuts de todos los lados de cada parcela.

12.26 Divida el lote del Problema 12.24 en dos áreas iguales mediante una línea paralela a BC. Tabule en orden consecutivo en sentido horario las longitudes y los acimuts de todos los lados de cada parcela.

12.27 El lote ABCD, entre dos líneas de calles paralelas, tiene 350 pies de fondo y un frente de 220 pies (AB) en una calle y un frente de 260 pies (CD) en la otra. Los ángulos interiores en A y B son iguales, al igual que los de C y D. ¿Qué distancias AE y BF debe trazar un topógrafo para dividir el lote en dos áreas iguales mediante una línea EF paralela a AB?

12.28 Divida una parcela de 1 acre de la parte norte del lote ABCDEFA del problema 12.21 de modo que su línea sur sea paralela a la línea norte.

12.29 Escriba un programa computacional para calcular áreas dentro de poligonaciones en polígonos cerrados mediante el método de coordenadas.

12.30 Escriba un programa computacional para calcular áreas dentro de poligonaciones de polígonos cerrados mediante el método DMD.

BIBLIOGRAFÍA

Chrisman, N. R. and B. S. Yandell. 1988. "Effects of Point Error on Area Calculations: A Statistical Model." *Surveying and Land Information Systems* 48 (No. 4): 241.

Easa, S. M. 1988. "Area of Irregular Region with Unequal Intervals." *ASCE, Journal of Surveying Engineering* 114 (No. 2): 50.

El-Hassan, I. M. 1987. "Irregular Boundary Area Computation by Simpson's 3/8 Rule." *ASCE, Journal of the Surveying Engineering Division* 113 (No. 3): 127.

■ 13.1 INTRODUCCIÓN

Durante la década de 1970, surgió un enfoque nuevo y único para la topografía, el sistema de posicionamiento global (GPS). Este sistema, que surgió del programa espacial, se basa en señales transmitidas desde satélites para su funcionamiento. Es el resultado de la investigación y el desarrollo pagados por los militares para producir un sistema de navegación y guía global. Más recientemente, otros países están desarrollando sus propios sistemas. Por lo tanto, todo el alcance de los sistemas satelitales utilizados en el posicionamiento ahora se conoce como sistemas globales de navegación por satélite (GNSS). Los receptores que utilizan satélites GPS y otro sistema como GLONASS (véase la Sección 13.10) se conocen como receptores GNSS. Estos sistemas proporcionan información precisa de tiempo y posicionamiento en cualquier lugar de la Tierra con alta confiabilidad y bajo costo. Los sistemas pueden funcionar de día o de noche, llueva o truene, y no requieren líneas de visión despejadas entre las estaciones de topografía. Esto representa un cambio revolucionario con respecto a los procedimientos de topografía convencionales, que se basan en ángulos y distancias observados para determinar las posiciones de los puntos. Dado que todos estos sistemas comparten características similares, el sistema de posicionamiento global se analizará con más detalle en este documento. El desarrollo de la primera generación de sistemas de posicionamiento por satélite comenzó en 1958. Este sistema inicial, conocido como el Sistema de Navegación por Satélite de la Armada (NNSS), más comúnmente llamado sistema TRANSIT, funcionaba según el principio Doppler.

En este sistema, los desplazamientos Doppler (cambios de frecuencia) de las señales transmitidas desde los satélites eran observados por receptores ubicados en estaciones terrestres. Los desplazamientos Doppler observados dependen de las distancias a los satélites y sus direcciones de movimiento con respecto a los receptores. Se conocía la frecuencia de transmisión y, junto con datos precisos de la posición orbital de los satélites y la sincronización precisa de las observaciones, se pudo determinar la posición de las estaciones receptoras. La constelación de satélites del sistema TRANSIT, cuyo número variaba entre cinco y siete, operaba en órbitas polares a altitudes de aproximadamente 11.000 km. El objetivo del sistema TRANSIT era facilitar la navegación de la flota de submarinos Polaris de la Armada de los Estados Unidos. El primer uso civil autorizado del sistema tuvo lugar en 1967, y la comunidad topográfica adoptó rápidamente la nueva tecnología, considerándola especialmente útil para la topografía de control. Aunque estos primeros instrumentos eran voluminosos y costosos, las sesiones de observación prolongadas y la precisión alcanzada moderada del programa Doppler, representó un avance importante en el posicionamiento satelital en general y en la topografía en particular.

Debido al éxito del programa Doppler, el Departamento de Defensa de los Estados Unidos (DoD) comenzó a desarrollar el Sistema de Posicionamiento Global (GPS) NAVigation Satellite Timing and Ranging (NAVSTAR). El primer satélite que

apoyó el desarrollo y las pruebas del sistema se puso en órbita en 1978. Desde entonces, se han lanzado muchos satélites adicionales. El sistema de posicionamiento global, desarrollado con un costo aproximado de 12 mil millones de dólares, entró en pleno funcionamiento en diciembre de 1993. Al igual que las versiones anteriores del Doppler, el sistema de posicionamiento global se basa en observaciones de señales transmitidas por satélites cuyas posiciones dentro de sus órbitas se conocen con precisión. Además, las señales son captadas por receptores ubicados en estaciones terrestres. Sin embargo, los métodos para determinar las distancias entre los receptores y los satélites, así como para calcular la posición de los receptores, son diferentes. Estos métodos se describen en secciones posteriores de este capítulo. Los receptores satelitales de la generación actual se ilustran en las Figuras 1.4 y 13.1. El tamaño y el costo de los equipos de topografía satelital se han reducido sustancialmente en comparación con los del programa Doppler, y los procedimientos de campo y de oficina involucrados en los levantamientos se han simplificado, de modo que ahora se pueden lograr altas precisiones en tiempo real.

■ 1 3.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL GPS

Como se mencionó en la sección anterior, las distancias precisas entre los satélites y los receptores se determinan a partir de la información de tiempo y señal, lo que permite calcular la posición del receptor. En la topografía satelital, los satélites se convierten en las estaciones de referencia o de control, y los rangos (distancias) a estos satélites se utilizan para calcular la posición del receptor. Conceptualmente, esto equivale a la resección en la topografía terrestre tradicional, como se describe en la Sección 11.7, donde se observan distancias y/o ángulos desde una estación terrestre desconocida hasta puntos de control de posición conocida.

El sistema de posicionamiento global (GPS) puede dividirse arbitrariamente en tres partes:

(a) el segmento espacial,

(b) el segmento de control y

(c) el segmento de usuario.

El segmento espacial consta nominalmente de 24 satélites que operan en seis planos orbitales espaciados a intervalos de 60° alrededor del ecuador. Se mantienen cuatro satélites adicionales en reserva. Los planos orbitales tienen una inclinación de 55° respecto al ecuador [véase la Figura 13.2(b)].

(a) (b)

Figura 13.1
(a) El Trimble R8 y (b) el receptor Sokkia GSR2700.
(Cortesía de Trimble Navigation y Sokkia Corp.)

Esta configuración proporciona cobertura satelital las 24 horas entre las latitudes 80°N y 80°S. Los satélites viajan en órbitas casi circulares con una altitud media de 20.200 km sobre la Tierra y un período orbital de 12 horas siderales.1

Los satélites individuales se identifican normalmente por su número de ruido pseudoaleatorio (PRN) (descrito a continuación), pero también pueden identificarse por su número de vehículo satelital (SVN) o posición orbital.

Los satélites utilizan relojes atómicos precisos para controlar la sincronización de las señales que transmiten. Estos son relojes extremadamente precisos 2 y también extremadamente caros. Si los receptores utilizaran estos mismos relojes, su coste sería prohibitivo y, además, requerirían que los usuarios recibieran formación en el manejo de materiales peligrosos. Por lo tanto, los relojes de los receptores se controlan mediante las oscilaciones de un cristal de cuarzo que, aunque también son precisos, son menos exactos que los relojes atómicos.

Sin embargo, estos dispositivos de cronometraje de coste relativamente bajo producen un receptor que también es relativamente económico.

1 Un día sideral es aproximadamente 4 minutos más corto que un día solar. Véase el Capítulo 19 para más información sobre años y días siderales.

2 Se utilizan relojes atómicos de cesio o rubidio. Los relojes de rubidio pueden atrasarse 1 segundo cada 30.000 años, mientras que los de cesio pueden atrasarse 1 segundo sólo cada 300.000 años. Se han propuesto relojes máser de hidrógeno, que pueden atrasarse sólo 1 segundo cada 30.000.000 de años, para futuros satélites. A modo de comparación, los relojes de cristal de cuarzo utilizados en receptores pueden atrasarse un segundo cada 30 años.

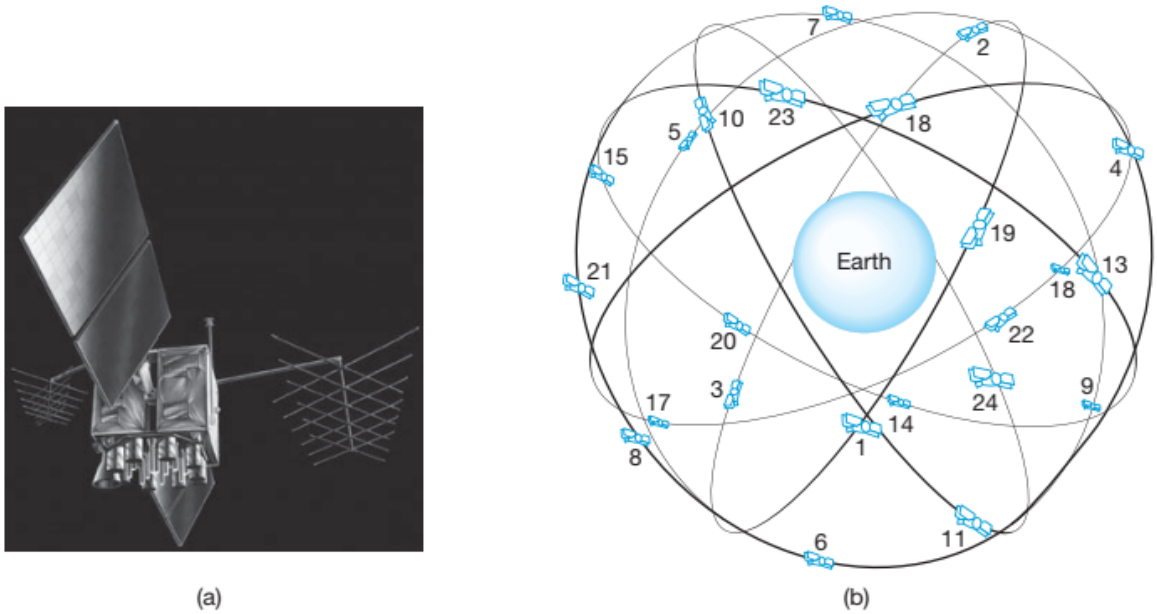


Figura 13.2 (a) Un satélite GPS y (b) la constelación GPS.

El segmento de control consta de estaciones de monitoreo que monitorean las señales y rastrean la posición de los satélites a lo largo del tiempo. Las estaciones de monitoreo GPS iniciales se encuentran en Colorado Springs y en las islas de Hawái, Ascensión, Diego García y Kwajalein. La información de seguimiento se transmite a la estación de control principal en el Centro de Operaciones Espaciales Consolidadas (CSOC), ubicado en la base Schriever de la Fuerza Aérea en Colorado Springs. La estación de control principal utiliza estos datos para realizar predicciones precisas y a corto plazo de las órbitas de los satélites y sus parámetros de corrección de reloj. Esta información se carga en los satélites y, a su vez, estos la transmiten como parte de su mensaje de transmisión para que los receptores la utilicen para predecir las posiciones de los satélites y sus sesgos de reloj (errores sistemáticos).

El segmento de usuario en GPS consta de dos categorías de receptores que se clasifican según su acceso a dos servicios que proporciona el sistema. Estos servicios se denominan Servicio de Posición Estándar (SPS) y Servicio de Posicionamiento Preciso (PPS). El SPS se proporciona en la frecuencia de transmisión L1 y, más recientemente, en la L2 (véase la Sección 13.3) sin coste para el usuario. Inicialmente, este servicio se diseñó para proporcionar precisiones de 100 m en posiciones horizontales y 156 m en posiciones verticales con un margen de error del 95 %. Sin embargo, las mejoras en el sistema y el software de procesamiento han reducido sustancialmente estas estimaciones de error. El PPS se transmite en las frecuencias L1 y L2 y sólo está disponible para receptores con claves criptográficas válidas,

que están reservadas casi exclusivamente para el uso del Departamento de Defensa. Este mensaje proporciona una precisión publicada de 18 m en la horizontal y 28 m en la vertical con un margen de error del 95 %.

■ 1 3.3 LA SEÑAL GPS

Mientras los satélites GPS orbitan, cada uno emite continuamente una señal única en las dos frecuencias portadoras. Las portadoras, que se transmiten en la banda L de radiofrecuencias de microondas, se identifican como la señal L1 con una frecuencia de 1575,42 MHz y la señal L2 con una frecuencia de 1227,60 MHz. Estas frecuencias se derivan de una frecuencia fundamental, f_0, de 10,23 MHz. La banda L1 tiene una frecuencia de 154 x f_0 y la banda L2 tiene una frecuencia de 120 x f_0.

Al igual que las transmisiones de una estación de radio, se modulan diferentes tipos de información (mensajes) sobre estas ondas portadoras mediante una técnica de modulación de fase. Parte de la información incluida en el mensaje de transmisión es el almanaque, las efemérides de transmisión, los coeficientes de corrección del reloj del satélite, los coeficientes de corrección ionosférica y el estado del satélite (también denominado salud del satélite). Estos términos se definen más adelante en este capítulo.

Para que los receptores pudieran determinar de forma independiente la posición terrestre de las estaciones que ocupan en tiempo real, fue necesario diseñar un sistema para la medición precisa del tiempo de viaje de la señal desde el satélite hasta el receptor. En el GPS, esto se logró modulando las portadoras con códigos de ruido pseudoaleatorio (PRN).

Los códigos PRN consisten en secuencias únicas de valores binarios (ceros y unos) que parecen aleatorios, pero que, de hecho, se generan según un algoritmo matemático especial mediante dispositivos conocidos como registros de desplazamiento con retroalimentación de derivación. Cada satélite transmite dos códigos PRN diferentes. La señal L1 se modula con el código preciso, o código P, y también con el código grueso/de adquisición, o código C/A.

La señal L2 se moduló únicamente con el código P. Cada satélite transmite un conjunto único de códigos, conocidos como códigos GOLD, que permiten a los receptores identificar el origen de las señales recibidas. Esta identificación es importante al rastrear varios satélites simultáneamente.

El código C/A y el código P son tecnologías antiguas. Los satélites recientes están siendo equipados con nuevos códigos. Estos satélites incluyen un segundo código civil en la señal L2, llamado L2C. Este código tiene una versión moderada y otra larga. Además, el código P está siendo reemplazado por dos nuevos códigos militares, conocidos como códigos M.

En 1999, la Junta Ejecutiva Interagencial del GPS (IGEB) decidió añadir una tercera señal civil, conocida como L5, para proporcionar aplicaciones de seguridad para la vida al GPS. La L5 se transmitirá a una frecuencia de 1176,45 MHz. Tanto la L2C como la L5 se añaden a los satélites del Bloque IIF y del Bloque III. Las mejoras en el posicionamiento gracias a estos nuevos códigos se analizarán más adelante en este capítulo.

El código C/A tiene una frecuencia de 1,023 MHz y una longitud de onda de aproximadamente 300 m. Es accesible para todos los usuarios y consiste en una serie de 1023 dígitos binarios (chips) únicos para cada satélite. Este patrón de chip se repite cada milisegundo en el código C/A. El código P, con una frecuencia de 10,23 MHz y una longitud de onda de aproximadamente 30 m, es 10 veces más preciso para el posicionamiento que el código C/A. El código P tiene un patrón de chip que tarda 266,4 días en repetirse. A cada satélite se le asigna un segmento único de una semana del patrón, que se reinicia a medianoche cada sábado. La Tabla 13.1 enumera las frecuencias GPS y proporciona sus factores de la frecuencia fundamental, f_0, del código P.

Para cumplir con los requisitos militares, el código P se cifra con un código W para derivar el código Y. Este código Y sólo puede leerse con receptores que tengan las claves criptográficas adecuadas. Este proceso de cifrado se conoce como anti-spoofing (anti suplantación de identidad) (A-S). Su propósito es negar el acceso a la señal a enemigos potenciales que podrían modificarla y retransmitirla deliberadamente con la intención de engañar a usuarios amistosos incautos.

TABLA 13.1 Frecuencias Transmitidas por GPS

Nombre Clave	Frecuencia (MHz)	Factor de f_0
C/A	1,023	Dividir por 10
P	10,23	1
L1	1575,42	Multiplicar por 154
L2	1227,60	Multiplicar por 120
L5	1176,45	Multiplicar por 115

Debido a su necesidad de comunicación unidireccional, los sistemas de posicionamiento satelital dependen de la precisión de la sincronización de la señal transmitida. Para comprender los conceptos del sistema unidireccional, considere lo siguiente. Imagine que el satélite transmite una serie de pitidos audibles, que se emiten siguiendo un patrón irregular conocido. Ahora imagine que este mismo patrón se duplica sincrónicamente (pero no se transmite) en la estación receptora. Dado que la señal del transmisor satelital debe viajar hasta el receptor, su recepción allí se retrasará con respecto a la señal generada por el receptor. Este retraso se puede medir y convertir en una diferencia horaria.

El proceso descrito anteriormente es similar al del GPS. En el GPS, los chips de los códigos PRN reemplazan los pitidos y la hora exacta de emisión del código satelital se incluye en el mensaje de transmisión, con una hora de inicio indicada por el borde frontal de uno de los chips. El receptor genera simultáneamente un código PRN duplicado. Al comparar la señal satelital entrante con la señal idéntica generada por el receptor, se obtiene el tiempo que tarda la señal en viajar del satélite al receptor. Esto produce el retardo de la señal, que se convierte en tiempo de viaje. A partir del tiempo de viaje y de la velocidad conocida de la señal, se puede calcular la distancia al satélite.

Para facilitar la comparación de los códigos, el mensaje de transmisión de cada satélite contiene una palabra de transferencia (HOW), que consta de bits de identificación, indicadores y un número. Este número, multiplicado por cuatro, produce el tiempo de la semana (TOW), que marca el inicio de la siguiente sección del mensaje. El HOW y el TOW ayudan al receptor a comparar la señal recibida del satélite con la generada por el receptor, de modo que el retardo se puede determinar rápidamente. Este proceso de comparación se ilustra esquemáticamente en la Figura 13.3.

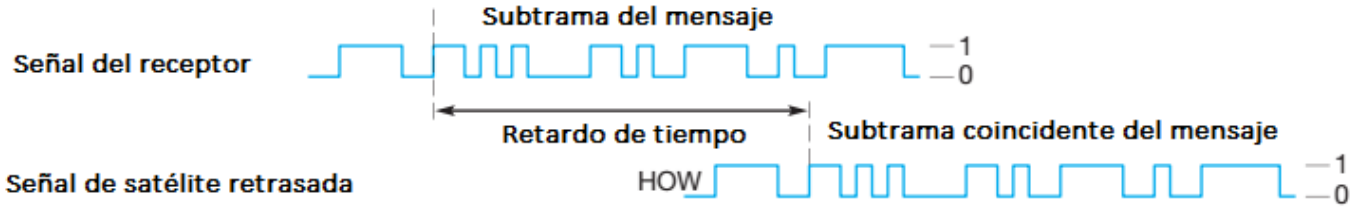


Figura 13.3 Determinación del tiempo de viaje de la señal mediante coincidencia de códigos.

■ 13.4 SISTEMAS DE COORDENADAS DE REFERENCIA

Para determinar la posición de puntos en la Tierra a partir de observaciones satelitales, son importantes tres sistemas de coordenadas de referencia diferentes. En primer lugar, las posiciones de los satélites en el momento de su observación se especifican en los sistemas de coordenadas de referencia satelitales "espaciales". Estos son sistemas rectangulares tridimensionales definidos por las órbitas de los satélites. Las posiciones de los satélites se transforman posteriormente en un sistema de coordenadas geocéntricas rectangulares tridimensionales, físicamente relacionado con la Tierra. Como resultado de las observaciones de posicionamiento satelital, las posiciones de nuevos puntos en la Tierra se determinan en este sistema de coordenadas. Finalmente, las coordenadas geocéntricas se transforman en el sistema de coordenadas geodésicas, más comúnmente utilizado y con orientación local. Las siguientes subsecciones describen estos tres sistemas de coordenadas.

13.4.1 El Sistema de Coordenadas de Referencia del Satélite

Una vez que un satélite es lanzado a órbita, su movimiento posterior dentro de dicha órbita está determinado principalmente por la fuerza gravitacional de la Tierra. Sin embargo, intervienen otros factores menores, como las fuerzas gravitacionales ejercidas por el Sol y la Luna, así como las fuerzas debidas a la radiación solar. Debido a los movimientos de la Tierra, el Sol y la Luna entre sí, y a las variaciones en la radiación solar, estas fuerzas no son uniformes y, por lo tanto, los movimientos de los satélites varían ligeramente de sus trayectorias ideales. Como se muestra en la Figura 13.4, ignorando todas las fuerzas excepto la atracción gravitacional de la Tierra, la órbita idealizada de un satélite es elíptica y tiene uno de sus dos focos en G, el centro de masas de la Tierra. La figura también ilustra un sistema de coordenadas de referencia del satélite, X_S, Y_S, Z_S. Los puntos de perigeo y apogeo son los puntos donde el satélite se encuentra más cerca y más lejos de G, respectivamente, en su órbita. La línea de ábsides une estos dos puntos, pasa por los dos focos y constituye el eje de referencia X_S. El origen del sistema de coordenadas X_S, Y_S, Z_S está en G; el eje Y_S está en el plano orbital medio; y Z_S es perpendicular a este plano. Los valores de las coordenadas Z_S representan las desviaciones del satélite respecto a su plano orbital medio son, normalmente, muy pequeñas. Un satélite en la posición S_1 tendría coordenadas X_{S1}, Y_{S1} y Z_{S1} como se muestra en la Figura 13.4. Para cualquier instante de tiempo, la posición del satélite en su órbita puede calcularse a partir de sus parámetros orbitales, que forman parte de las efemérides de la transmisión.

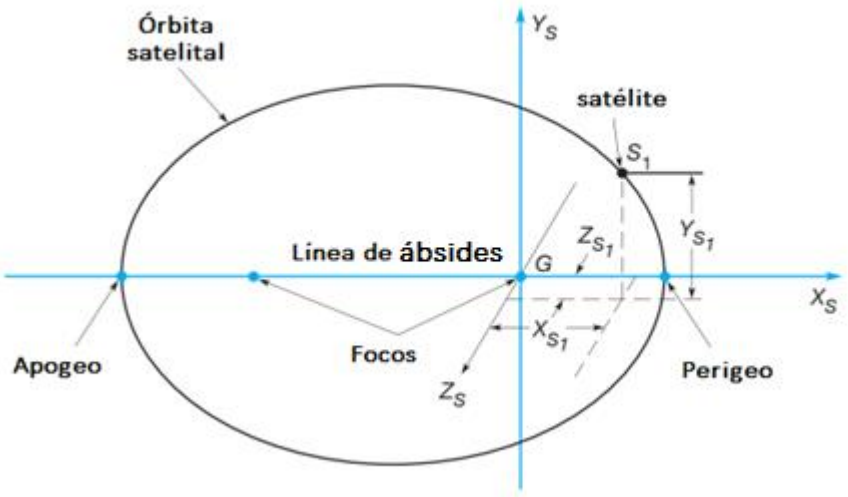


Figura 13.4
Sistema de coordenadas de referencia del satélite.

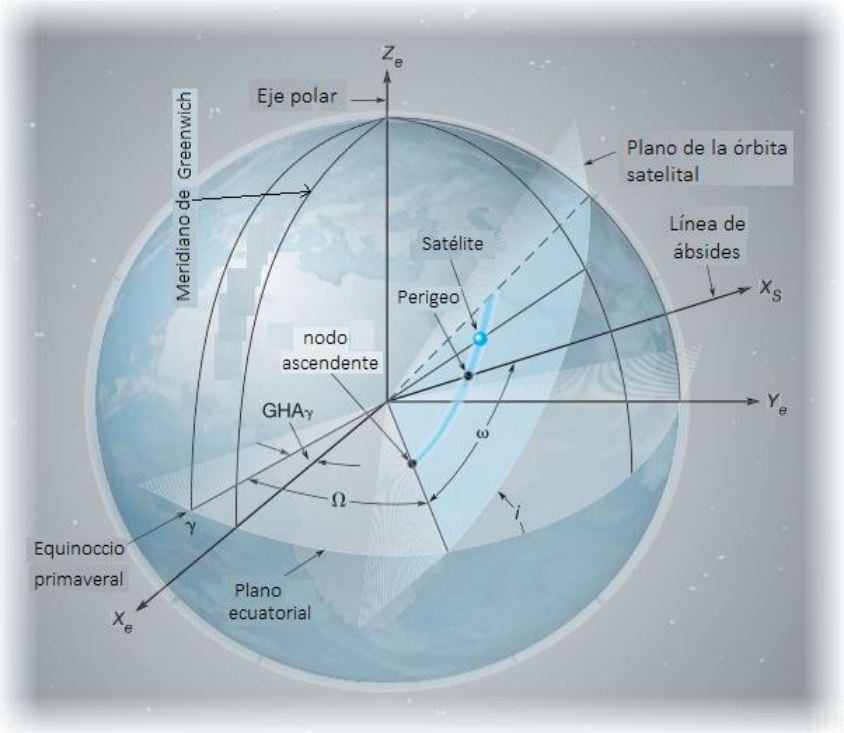


Figura 13.5
Parámetros involucrados en la transformación del sistema de coordenadas de referencia satelital al sistema de coordenadas geocéntricas.

13.4.2 El Sistema de Coordenadas Geocéntricas

Dado que el objetivo de los estudios satelitales es localizar puntos en la superficie terrestre, es necesario contar con un marco de referencia terrestre, que permite relacionar físicamente los puntos con la Tierra. El marco de referencia utilizado para esto es el sistema de coordenadas geocéntricas. La Figura 13.5 ilustra un cuadrante de un elipsoide de referencia[3], con un sistema de coordenadas geocéntricas (X_e, Y_e, Z_e) superpuesto. Este sistema de coordenadas rectangulares tridimensionales tiene su origen en el centro de masas de la Tierra. Su eje X_e pasa por el meridiano de Greenwich en el plano del ecuador, y su eje Z_e coincide con el Polo Terrestre Convencional (PTC)(CTP) (véase la Sección 20.3).

3 El elipsoide de referencia utilizado para la mayoría de los trabajos de GPS es el elipsoide del Sistema Geodésico Mundial de 1984 (WGS84). Como se explica en la Sección 19.1, cualquier elipsoide puede definirse mediante dos parámetros: por ejemplo, el semieje mayor (a) y el coeficiente de aplanamiento (f). Para el elipsoide WGS84, estos valores son a = 6.378.137 m (exactamente) y f = 1/298,257223563.

Para realizar la conversión del sistema de coordenadas de referencia del satélite al sistema geocéntrico, se requieren cuatro parámetros angulares que definen la relación entre el sistema de coordenadas orbitales del satélite y los planos y líneas de referencia clave de la Tierra. Como se muestra en la Figura 13.5, estos parámetros son:

(1) el ángulo de inclinación, *i* (ángulo entre el plano orbital y el plano ecuatorial de la Tierra);

(2) el argumento del perigeo, ω (ángulo en el plano orbital desde el ecuador hasta la línea de ápsides);

(3) la ascensión recta del nodo ascendente, Ω (ángulo en el plano del ecuador terrestre desde el equinoccio de primavera hasta la línea de intersección entre los planos orbital y ecuatorial); y

(4) el ángulo horario de Greenwich del equinoccio de primavera, GHA_{γ} (ángulo en el plano ecuatorial desde el meridiano de Greenwich hasta el equinoccio de primavera). Estos parámetros se conocen en tiempo real para cada satélite, basándose en modelos matemáticos predictivos de las órbitas. Cuando se requiere mayor precisión, las coordenadas satelitales en el sistema geocéntrico para períodos específicos se determinan a partir de observaciones en las estaciones de seguimiento y se distribuyen en efemérides precisas.

Las ecuaciones para realizar conversiones de los sistemas de coordenadas de referencia satelitales al sistema geocéntrico quedan fuera del alcance de este texto. Se incluyen en el software que acompaña a los sistemas de posicionamiento satelital al adquirirlos. Sin embargo, un archivo HTML llamado satellite.html está disponible en el sitio web complementario de este libro, http://www.pearsonhighered.com/ghilani, que demuestra la transformación de las coordenadas satelitales al sistema de coordenadas terrestres. Aunque las ecuaciones no se presentan aquí, a través de esta discusión se informa a los estudiantes sobre la naturaleza del movimiento de los satélites y sobre el hecho de que existen relaciones matemáticas definidas entre los satélites en órbita y las posiciones de los puntos ubicados en la superficie de la Tierra.

13.4.3 El sistema de coordenadas geodésicas

Aunque las posiciones de los puntos en un estudio satelital se calculan en el sistema de coordenadas geocéntricas descrito en la subsección anterior, en esa forma son incómodas para su uso por parte de los topógrafos (ingenieros geomáticos). Esto se debe a tres razones:

(1) con su origen en el centro de la Tierra, las coordenadas geocéntricas suelen ser valores extremadamente grandes.
(2) con el plano X-Y en el plano del ecuador, los ejes no están relacionados con las direcciones convencionales de norte-sur o este-oeste en la superficie de la Tierra, y

(3) las coordenadas geocéntricas no dan ninguna indicación sobre las elevaciones relativas entre puntos.

Por estas razones, las coordenadas geocéntricas se convierten en coordenadas geodésicas de latitud (Ø), longitud (γ) y altura (*h*) para que las posiciones de los puntos informados se vuelvan más significativas y convenientes para los usuarios. La Figura 13.6 también ilustra un cuadrante del elipsoide de referencia y muestra tanto el sistema de coordenadas geocéntricas (X, Y, Z) como el sistema de coordenadas geodésicas (Ø,γ,*h*). Las conversiones de coordenadas geocéntricas a geodésicas, y viceversa, son fáciles de realizar. La figura muestra que las coordenadas

geocéntricas del punto P pueden calcularse a partir de sus coordenadas geodésicas mediante las siguientes ecuaciones:

$$X_P = (R_{N_P} + h_P)\cos\phi_P \cos\lambda_P$$
$$Y_P = (R_{N_P} + h_P)\cos\phi_P \sin\lambda_P \qquad (13.1)$$
$$Z_P = [R_{N_P}(1 - e^2) + h_P]\sin\phi_P$$

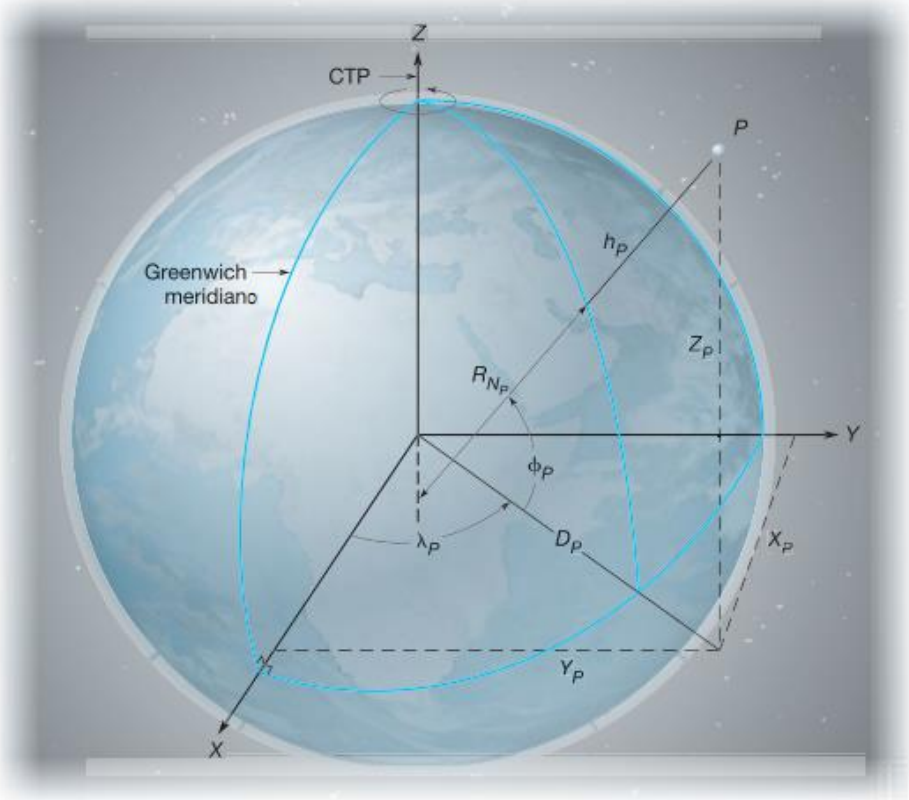


Figura 13.6
Los sistemas de coordenadas geodésicas y geocéntricas.

donde

$$R_{N_P} = \frac{a}{\sqrt{1 - e^2 \sin^2 \phi_P}} \qquad (13.2)$$

En las ecuaciones (13.1), X_P, Y_P y Z_P son las coordenadas geocéntricas de cualquier punto P, y el término *e*, que aparece en ambas ecuaciones (13.1) y (13.2), es la excentricidad del elipsoide de referencia WGS84. Su valor es 0,08181919084. En la ecuación (13.2), R_{N_P} es el radio en la vertical prima[4] del elipsoide en el punto P, y *a*, como se señaló anteriormente, es el semieje mayor del elipsoide. En las ecuaciones (13.1) y (13.2), las latitudes norte se consideran positivas y las latitudes sur negativas. De manera similar, las longitudes este se consideran positivas y las longitudes oeste negativas. Además, la programación para la conversión de coordenadas geodésicas a coordenadas geocéntricas y viceversa se demuestra en la hoja de trabajo de Mathcad® C13.xcmd, que se encuentra en el sitio web complementario de Prentice Hall para este libro.

4 Tanto la excentricidad como el radio en la vertical principal se describen en el Capítulo 20.

■ EJEMPLO 13.1

La latitud, longitud y altura geodésicas de un punto A son 41°15'18,2106"N, 75°00'58,6127"O y 312,391 m, respectivamente. Utilizando los valores WGS84, ¿cuáles son las coordenadas geocéntricas del punto?

SOLUCIÓN:

Sustituyendo los valores apropiados en las ecuaciones (13.1) y (13.2), se obtiene

$$R_{N_A} = \frac{6.378.137}{\sqrt{1 - 0{,}0066943799 \sin^2(41°15'18{,}2106'')}} = 6.387.440{,}3113 \text{ m}$$

$$X_A = (6.387.440{,}3113 + 312{,}391) \cos 41°15'18{,}2106'' \cos(-75°00'58{,}6127'')$$
$$= 1.241.581{,}343 \text{ m}$$

$$Y_A = (6.387.440{,}3113 + 312{,}391) \cos 41°15'18{,}2106'' \sin(-75°00'58{,}6127'')$$
$$= -4.638.917{,}074 \text{ m}$$

$$Z_A = [6.387.440{,}3113(1 - 0.00669437999) + 312{,}391)] \sin(41°15'18{,}2106'')$$
$$= 4.183.965{,}568 \text{ m}$$

La conversión de las coordenadas geocéntricas de cualquier punto P a sus valores geodésicos se realiza mediante los siguientes pasos (consulte nuevamente la Figura 13.6).

Paso 1: Calcule D_P como

$$D_P = \sqrt{X_P^2 + Y_P^2} \qquad (13.3)$$

Paso 2: Calcule la longitud como [5]

$$\lambda_P = 2 \tan^{-1}\left(\frac{D_P - X_P}{Y_P}\right) \qquad (13.4)$$

Paso 3: Calcule aproximadamente la latitud, ϕ_0 [6]

$$\phi_0 = \tan^{-1}\left[\frac{Z_P}{D_P(1 - e^2)}\right] \qquad (13.5)$$

Paso 4: Calcular el radio aproximado de la vertical principal, R_N, utilizando $\emptyset_0$ del paso 3 y la ecuación (13.2).

Paso 5: Calcular un valor mejorado para la latitud a partir de

$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{Z_P + e^2 R_{N_P} \sin(\phi_0)}{D_P}\right) \qquad (13.6)$$

5 Esta fórmula se puede implementar fácilmente en el software con la función $\text{atan2}(X_P, Y_P)$.

6 Un conjunto de fórmulas de forma cerrada para calcular la latitud de la estación se muestra en el libro electrónico de Mathcad en el sitio web complementario de este libro.

Paso 6: Repita los cálculos de los pasos 4 y 5 hasta que el cambio en Ø entre iteraciones sea insignificante. Este valor final, $\emptyset_P$, es la latitud de la estación.

Paso 7: Utilice las siguientes fórmulas para calcular la altura geodésica de la estación. Para latitudes inferiores a 45°, utilice

$$h_P = \frac{D_P}{\cos(\phi_P)} - R_{N_P} \qquad \textbf{(13.7a)}$$

Para latitudes superiores a 45° use la fórmula

$$h_P = \left[\frac{Z_P}{\sin(\phi_P)}\right] - R_{N_P}(1 - e^2) \qquad \textbf{(13.7b)}$$

■ EJEMPLO 13.2

¿Cuáles son las coordenadas geodésicas de un punto cuyas coordenadas geocéntricas X, Y y Z son 1.241.581,343;

-4.638.917,074 y 4.183.965,568, respectivamente?

(Nota: Las unidades son metros).

SOLUCIÓN

Para visualizar la solución, consulte la Figura 13.6. Dado que el valor de la coordenada X es positivo, la longitud del punto está entre 0° y 90°. Además, dado que el valor de la coordenada Y es negativo, el punto está en el hemisferio occidental. De manera similar, dado que el valor de la coordenada Z es positivo, el punto está en el hemisferio norte. Sustituyendo los valores apropiados en las ecuaciones (13.3) a (13.7) se obtiene

Paso 1:

$$D = \sqrt{(1.241.581,343)^2 + (-4.638.917,074)^2} = 4.802.194,8993$$

Paso 2:

$$\lambda = 2\tan^{-1}\left(\frac{4.802.194,8993 - 1.241.581,343}{-4.638.917,074}\right) = -75°00'58,6127'' \text{ (West)}$$

Paso 3:

$$\phi_0 = \tan^{-1}\left[\frac{4.183.965,568}{4.802.194,8993(1 - 0,00669437999)}\right] = 41°15'18,2443''$$

Paso 4:

$$R_N = \frac{6.378.137}{\sqrt{1 - 0,00669437999 \sin^2(41°15'18,2443'')}} = 6.387.440,3148$$

Paso 5:

$$\phi_0 = \tan^{-1}\left[\frac{4.183.965,568 + e^2 6.387.440,3148 \sin 41°15'18,2443''}{4.802.194,8993}\right]$$

$$= 41°15'18,2107''$$

Paso 6: Repita los pasos 4 y 5 hasta que la latitud converja. Los valores para la siguiente iteración son

$$R_N = 6.387.440,3113$$

$$\phi_0 = 41°15'18,2106''$$

Al repetir los valores anteriores, se obtiene el mismo valor de latitud con cuatro decimales, por lo que la latitud de la estación es 41°15'18,2106" N.

Paso 7: Calcule la altura geodésica utilizando la ecuación (13.7a) como

$$h = \frac{4.802.194{,}8993}{\cos 41°15'18{,}2106''} - 6\,387.440{,}3113 = 312{,}391$$

Las coordenadas geodésicas de la estación son latitud = 41°15'18,2106" N, longitud = 75°00'58,6127" O. y altura = 312,391 m. Tenga en cuenta que este ejemplo fue el cálculo inverso del Ejemplo 13.1 y reprodujo los valores iniciales de las coordenadas geodésicas para ese ejemplo.

Es importante tener en cuenta que las alturas geodésicas obtenidas mediante levantamientos satelitales se miden con respecto al elipsoide. Es decir, la altura geodésica de un punto es la distancia vertical entre el elipsoide y el punto, como se ilustra en la Figura 13.7. Como se muestra, estas no son equivalentes a las elevaciones (también llamadas alturas ortométricas) dadas con respecto al geoide. Recordemos del Capítulo 4 que el geoide es una superficie de referencia gravitacional equipotencial que se utiliza como datum para las elevaciones. Para convertir alturas geodésicas en elevaciones, se debe conocer la altura del geoide (distancia vertical entre el elipsoide y el geoide). Entonces, las elevaciones se pueden expresar como

$$H = h - N \qquad (13.8)$$

Donde H es la elevación sobre el geoide (altura ortométrica), h la altura geodésica (determinada mediante estudios satelitales) y N la altura geoidal. La Figura 13.7 muestra la relación correcta entre el geoide y el elipsoide WGS84 en Estados Unidos continental. Aquí, el elipsoide está por encima del geoide y la altura geoidal (medida desde el elipsoide) es negativa. La altura geoidal en cualquier punto puede estimarse con modelos matemáticos desarrollados mediante la combinación de datos gravimétricos con redes distribuidas de puntos donde se ha observado la altura geoidal. Uno de estos modelos, GE01D09, es un modelo de alta resolución para los Estados Unidos disponible en el National Geodetic Survey.7 Utiliza la latitud y la longitud como argumentos para determinar las alturas geoidales en cualquier ubicación en los Estados Unidos contiguos (CONUS), Hawái, Puerto Rico y las Islas Vírgenes.

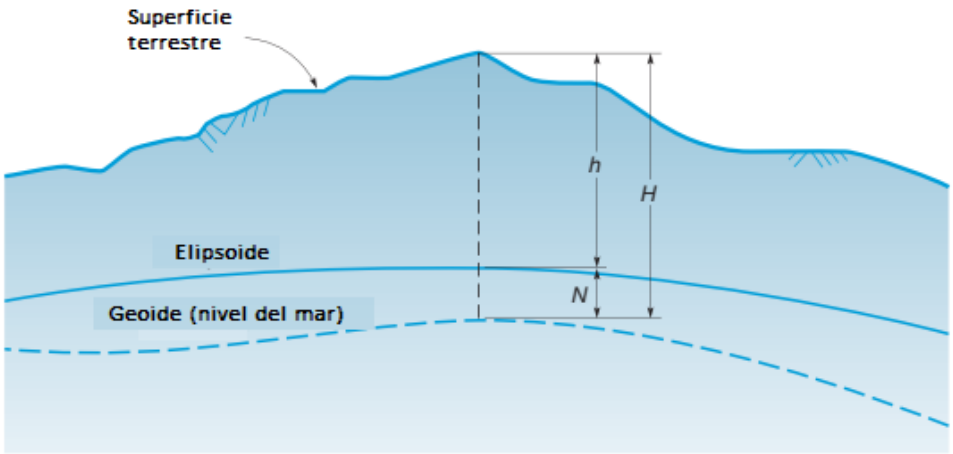


Figura 13.7
Relaciones entre la elevación *H*, la altura geodésica *h* y la ondulación geoidal *N*.

■ EJEMPLO 13.3

Calcule la elevación (altura ortométrica) de una estación cuya altura geodésica es de 59,1 m si la ondulación geoidal en el área es de —21,3 m.

SOLUCIÓN

Según la ecuación (13.8):

$$H = 59{,}1 - (-21{,}3) = 80{,}4 \text{ m}$$

Dado que la altura del geoide generalmente cambia gradualmente, se puede determinar un valor aplicable a un área limitada. Esto se logra al incluir puntos de referencia NAVD 88 en el área en un levantamiento GNSS. Luego, con las alturas y elevaciones de los elipsoides conocidas para estos puntos de referencia, se utiliza la siguiente forma reordenada de la ecuación (13.8) para determinar las alturas geoidales observadas por GPS:

$$N_{GPS} = h - H \qquad (13.9)$$

El valor de N_{GPS} obtenido de esta manera debe compararse con el derivado del modelo proporcionado por el NGS, y la diferencia debe calcularse como

$$\Delta N = N_{GPS} - N_{\text{modelo}}$$

Es recomendable realizar este procedimiento en varios puntos de referencia bien dispersos en un área siempre que sea posible. Luego, utilizando un ΔN promedio para el área de estudio, la altura ortométrica corregida es

$$H = h - (N_{\text{modelo}} + \Delta N_{\text{prom.}}) \qquad (13.10)$$

■ EJEMPLO 13.4

Las alturas geodésicas observadas por GNSS de las estaciones de referencia Roja, Blanca y Azul son 412,345; 408,617 y 386,945 m, respectivamente. Las alturas geoidales del modelo para las estaciones son -29,894; -29,902 y -29,901 m, respectivamente, y sus elevaciones publicadas son 442,214, 438,490 y 416,822 m, respectivamente.

¿Cuál es la elevación de la estación Marrón, cuya altura GNSS observada es de 397,519 m, si la altura geoidal del modelo se determina en -29,898 m?

7 Se puede obtener un disco con GEOID09 escribiendo al Centro Nacional de Información Geodética, NOAA, National Geodetic Survey, N/CG17, SSMC3 Estación 09535, 1315 East West Highway, Silver Spring, MD 20910, teléfono (301) 713-3242, o descargarlo de Internet en http://wwAv.ngs.noaa.gov/PC_PROD/pc_prod.shtml.

SOLUCIÓN

Según la ecuación (13.9), las alturas del geoide observadas y las ΔN son

Estación	N	ΔN
Rojo	$412{,}345 - 442{,}214 = -29{,}869$	$-29{,}869 - (-29{,}894) = 0{,}025$
Blanco	$408{,}617 - 438{,}490 = -29{,}873$	$-29{,}873 - (-29{,}902) = 0{,}029$
Azul	$386{,}945 - 416{,}822 = -29{,}877$	$-29{,}877 - (-29{,}901) = 0{,}024$
		$\Delta N_{\text{prom.}} = 0{,}026$

Por la ecuación (13.10), la elevación de Marrón es

$$Elev_{\text{Marrón}} = 397.519 - (-29{,}898 + 0{,}026) = 427{,}391 \text{ m}$$

Se debe añadir una advertencia. Dado que se desconoce la naturaleza exacta del geoide, los valores interpolados o extrapolados de las alturas geoidales a partir de una red de puntos observada, o los obtenidos a partir de modelos matemáticos, no son exactos. Por lo tanto, las alturas ortométricas obtenidas a partir de las alturas elipsoidales serán cercanas a sus valores reales, pero podrían no ser lo suficientemente precisas para cumplir con los requisitos del

proyecto. Por lo tanto, para trabajos que requieren diferencias de elevación extremadamente precisas, es mejor obtenerlas mediante nivelación diferencial a partir de puntos de referencia cercanos.

■ 1 3.5 FUNDAMENTOS DEL POSICIONAMIENTO DE SATÉLITES

Como se explicó en la Sección 13.3, el tiempo de viaje preciso de la señal es necesario para determinar la distancia, o el alcance, hasta el satélite. Dado que el satélite se encuentra en una órbita a aproximadamente 20 200 km sobre la Tierra, el tiempo de viaje de la señal será de aproximadamente 0,07 s después de que el receptor genere la misma señal. Si este retardo entre las dos señales se multiplica por la velocidad de la señal (velocidad de la luz en el vacío) ***c***, el alcance hasta el satélite se puede determinar a partir de

$$r = c \times t \qquad (13.11)$$

Donde *r* es la distancia al satélite y *t* el tiempo transcurrido para que la onda viaje desde el satélite hasta el receptor.

Para determinar las distancias a los satélites, los receptores de satélite emplean dos métodos fundamentales: la medición de distancias por código y las mediciones de desplazamiento de fase de la portadora. Los que emplean el primer método se denominan receptores de grado cartográfico; los que utilizan el segundo procedimiento se denominan receptores de grado topográfico. A partir de las observaciones de distancia realizadas a múltiples satélites, se pueden calcular las posiciones de los receptores. En las subsecciones siguientes se presentan descripciones de ambos métodos y sus modelos matemáticos. Estos modelos matemáticos se presentan para ayudar a los estudiantes a comprender mejor los principios subyacentes del funcionamiento del GPS. Las computadoras que emplean el software proporcionado por los fabricantes de los equipos resuelven las ecuaciones.

13.5.1 Detección de Códigos

El método de detección de códigos (también llamado marcha de códigos) para determinar el tiempo que tardan las señales en viajar desde los satélites hasta los receptores fue el procedimiento descrito brevemente en la Sección 13.3. Conociendo los tiempos de viaje, se pueden calcular las distancias correspondientes a los satélites aplicando la Ecuación (13.11). Conociendo un rango, el receptor se encontraría sobre una esfera. Si se determinara el rango a partir de dos satélites, se obtendrían dos esferas que se intersecan. Como se muestra en la Figura 13.8(a), la intersección de dos esferas es un círculo. Por lo tanto, dos rangos de dos satélites colocarían al receptor en algún lugar de este círculo. Si se suma el rango de un tercer satélite, este rango añadiría una esfera adicional, que al intersectarse con una de las otras dos esferas, produciría otro círculo de intersección. Como se muestra en la Figura 13.8(b), la intersección de dos círculos dejaría sólo dos posibles ubicaciones para la posición del receptor. Se utiliza una "posición inicial" para eliminar rápidamente una de estas dos intersecciones.

Para las observaciones realizadas en tres satélites, el sistema de ecuaciones que podría utilizarse para determinar la posición de un receptor en la estación A es

$$\begin{aligned}
\rho_A^1 &= \sqrt{(X^1 - X_A)^2 + (Y^1 - Y_A)^2 + (Z^1 - Z_A)^2} \\
\rho_A^2 &= \sqrt{(X^2 - X_A)^2 + (Y^2 - Y_A)^2 + (Z^2 - Z_A)^2} \qquad (13.12) \\
\rho_A^3 &= \sqrt{(X^3 - X_A)^2 + (Y^3 - Y_A)^2 + (Z^3 - Z_A)^2}
\end{aligned}$$

Donde ρ_A^n son los rangos geométricos de los tres satélites al receptor en la estación $A, (X^n, Y^n, Z^n)$ son las coordenadas geocéntricas de los satélites en el momento de la transmisión de la señal, y (X_A, Y_A, Z_A) son las coordenadas geocéntricas del receptor en el momento de la transmisión. Nótese que la variable *n* corresponde a superíndices y toma valores de 1, 2 o 3.

Sin embargo, para obtener una observación horaria válida, también se debe considerar el error sistemático (conocido como sesgo) en los relojes y la refracción de la onda al atravesar la atmósfera terrestre. En este ejemplo, el sesgo del reloj del receptor es el mismo para los tres rangos, ya que el mismo receptor está observando cada rango.

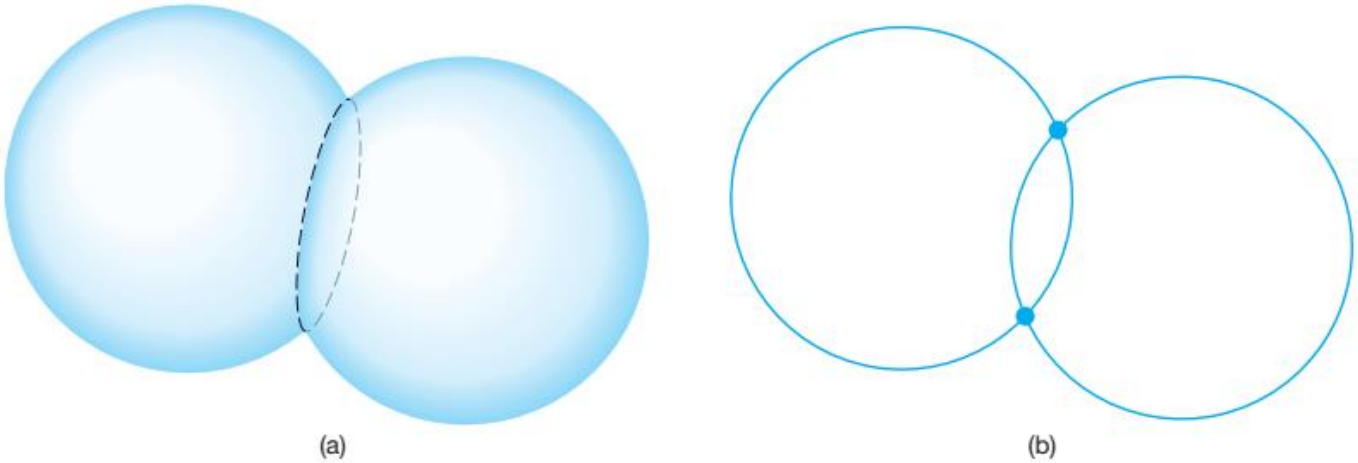


Figura 13.8 (a) La intersección de dos esferas y (b) la intersección de dos círculos.

Con la introducción de un cuarto rango de satélite, la desviación del reloj del receptor se puede determinar matemáticamente. Este procedimiento de solución permite que el receptor tenga un reloj menos preciso (y más económico). Algebraicamente, el sistema de ecuaciones utilizado para calcular la posición del receptor y la desviación del reloj es:

$$
\begin{aligned}
R_A^1(t) &= \rho_A^1(t) + c(\delta^1(t) - \delta_A(t)) \\
R_A^2(t) &= \rho_A^2(t) + c(\delta^2(t) - \delta_A(t)) \\
R_A^3(t) &= \rho_A^3(t) + c(\delta^3(t) - \delta_A(t)) \\
R_A^4(t) &= \rho_A^4(t) + c(\delta^4(t) - \delta_A(t))
\end{aligned}
\qquad (13.13)
$$

donde $R_A^n(t)$ es el alcance observado (también llamado pseudoalcance) desde el receptor A hasta los satélites 1 a 4 en la época (tiempo) t, $\rho_A^n(t)$ es el alcance geométrico definido en la ecuación (13.12), c es la velocidad de la luz en el vacío, $\delta_A(t)$ es el sesgo del reloj del receptor, y $\delta^n(t)$ es el sesgo del reloj del satélite, que puede modelarse utilizando los coeficientes proporcionados en el mensaje de transmisión. Estas cuatro ecuaciones pueden resolverse simultáneamente, obteniendo la posición del receptor (X_A, Y_A, Z_A)y el sesgo del reloj del receptor $\delta_A(t)$. Las ecuaciones (13.13) se conocen como ecuaciones de posicionamiento de puntos y, como se mencionó anteriormente, se aplican a receptores basados en código. Como se mostrará en la Sección 13.6, además de la sincronización, existen varias fuentes de error adicionales que afectan las señales del satélite. Debido a los sesgos del reloj y otras fuentes de error, el alcance observado desde el satélite hasta el receptor no es el alcance real, por lo que se denomina pseudodistancia. Las ecuaciones (13.13) se denominan comúnmente modelo de pseudodistancia de código.

13.5.2 Mediciones de Desplazamiento de Fase de la Portadora

Se puede obtener una mayor precisión en la medición de alcances a satélites observando los desplazamientos de fase de las señales satelitales. En este enfoque, se observa el desplazamiento de fase de la señal que ocurre desde el instante en que es transmitida por el satélite hasta que es recibida en la estación terrestre. Este procedimiento, similar al utilizado por los instrumentos EDM (véase la Sección 6.19), proporciona el ciclo fraccional de la señal desde el satélite hasta el receptor.8 Sin embargo, no tiene en cuenta el número de longitudes de onda completas o ciclos que ocurrieron a medida que la señal viajaba entre el satélite y el receptor. Este número se denomina ambigüedad entera

o simplemente ambigüedad. A diferencia de los instrumentos EDM, los satélites utilizan comunicación unidireccional; sin embargo, debido a que los satélites se mueven y, por lo tanto, sus alcances cambian constantemente, la ambigüedad no puede determinarse simplemente transmitiendo frecuencias adicionales. Existen diferentes técnicas para determinar la ambigüedad. Todas estas técnicas requieren la obtención de observaciones adicionales. Una de estas técnicas se describe en la Sección 13.6. Una vez determinada la ambigüedad, el modelo matemático para el desfase de la portadora, corregido por los sesgos de reloj, es

$$\Phi_i^j(t) = \frac{1}{\lambda}\rho_i^j(t) + N_i^j + f^j[\delta^j(t) - \delta_i(t)] \qquad (13.14)$$

8 *El desplazamiento de fase se puede medir hasta aproximadamente 1/100 de un ciclo.*

donde para cualquier época particular en el tiempo, t, $\Phi_i^j(t)$ es la medición del desplazamiento de fase de la portadora entre el satélite *j* y el receptor i, f^j, la frecuencia de la señal de transmisión generada por el satélite j, $\delta^j(t)$ el sesgo del reloj para el satélite *j*, λ la longitud de onda de la señal, $\rho_i^j(t)$ el rango definido en las ecuaciones (13.12) entre el receptor *i* y el satélite j, N_i^j la ambigüedad entera de la señal del satélite *j* al receptor *i*, y $\delta_i(t)$ el sesgo del reloj del receptor.

■ 1 3.6 ERRORES EN LAS OBSERVACIONES

Las ondas electromagnéticas pueden verse afectadas por diversas fuentes de error durante su transmisión. Algunos de los errores más importantes incluyen

(1) sesgos del reloj del satélite y del receptor, y

(2) refracción ionosférica y troposférica.

Otros errores en la prospección satelital se derivan de

(a) errores de efemérides del satélite,

(b) trayectorias múltiples,

(c) descentrado del instrumento,

(d) mediciones de altura de la antena,

(e) geometría del satélite y

(f) disponibilidad selectiva antes del 1 de mayo de 2000.

Todos estos errores contribuyen al error total de las coordenadas derivadas del satélite en las estaciones terrestres. Estos errores se analizan en las subsecciones siguientes.

13.6.1 Sesgo del reloj

Dos errores ya analizados en la Sección 13.5 fueron los sesgos del reloj del satélite y del receptor. El sesgo del reloj del satélite se puede modelar aplicando coeficientes que forman parte del mensaje de transmisión utilizando el polinomio

$$\delta^j(t) = a_0 + a_1(t - t_0) + a_2(t - t_0)^2 \qquad (13.15)$$

donde $\delta^j(t)$ es el sesgo del reloj del satélite para la época t, t_0 la época de referencia del reloj del satélite, y a_0, a_1 y a_2 el desplazamiento, la deriva y la deriva de frecuencia del reloj del satélite, respectivamente.

Los parámetros a_0, a_1, a_2 y t_0 forman parte del mensaje de difusión.

Al utilizar técnicas de posicionamiento relativo, y específicamente la diferenciación simple (véase la Sección 13.8), el sesgo del reloj del satélite puede eliminarse matemáticamente durante el posprocesamiento.

Como se mostró en la Sección 13.5, el sesgo del reloj del receptor puede tratarse como una incógnita y calcularse mediante las Ecuaciones (13.13) o (13.14). Sin embargo, al utilizar técnicas de posicionamiento relativo, puede eliminarse mediante la doble diferenciación durante el posprocesamiento de los datos de la encuesta. Este método se describe en la Sección 13.8.

13.6.2 Refracción

Como se explicó en la Sección 6.18, la velocidad de las ondas electromagnéticas cambia al atravesar medios con diferentes índices de refracción. La atmósfera generalmente se subdivide en regiones. Las subregiones de la atmósfera con composición y propiedades similares se conocen como esferas. Las capas límite entre las esferas se denominan pausas. Las dos esferas que mayor efecto tienen en las señales satelitales son la troposfera y la ionosfera. La troposfera es la parte más baja de la atmósfera y generalmente se considera que existe hasta los 10-12 km de altitud. La tropopausa separa la troposfera de la estratosfera. La estratosfera se extiende hasta unos 50 km. La refracción combinada en la estratosfera, la tropopausa y la troposfera se conoce como refracción troposférica.

Existen otras capas atmosféricas por encima de los 50 km, pero la de mayor interés para los estudios satelitales es la ionosfera, que se extiende de 50 a 1500 km sobre la Tierra. Al atravesar la ionosfera y la troposfera, las señales satelitales se refractan. Esto produce errores de alcance similares a los errores de sincronización y es una de las razones por las que los rangos observados se denominan pseudorangos.

La ionosfera se compone principalmente de iones (átomos y moléculas con carga positiva) y electrones libres con carga negativa. Los electrones libres afectan la propagación de las ondas electromagnéticas. La cantidad de iones en un momento dado en la ionosfera depende de la radiación ultravioleta del sol. La actividad de las erupciones solares, conocida como meteorología espacial, puede aumentar drásticamente la cantidad de iones en la ionosfera y, por lo tanto, puede ser motivo de preocupación al trabajar con estudios satelitales durante períodos de alta actividad de manchas solares, que siguen a una variación máxima periódica de 11 años.9 Dado que la refracción ionosférica es el mayor error en el posicionamiento satelital, es importante explorar la meteorología espacial al realizar estudios. Este tema se analiza con más detalle en la Sección 15.2.

Se puede incorporar un término para la refracción ionosférica y troposférica en las Ecuaciones (13.13) y (13.14) para tener en cuenta estos errores en la señal. Si $\Delta\delta^j$ es igual a la diferencia entre el sesgo de reloj del satélite *j* y el receptor en A para la época t [es decir, $\Delta\delta^j = \delta^j(t) - \delta_A(t)$], entonces, para cualquier rango particular indicado en la ecuación (13.13), la incorporación de la refracción troposférica e ionosférica en el modelo de pseudodistancia de código da como resultado

$$R^j_{L1}(t) = \rho^j(t) + c\Delta\delta^j + c[\delta^{iono}_{f_{L1}} + \delta^{trop}(t)]$$
$$R^j_{L2}(t) = \rho^j(t) + c\Delta\delta^j + c[\delta^{iono}_{f_{L2}} + \delta^{trop}(t)] \qquad \textbf{(13.16)}$$

donde $R^j_{L1}(t)$ y $R^j_{L2}(t)$ son los pseudodistancias observadas, calculadas con la frecuencia L1 o L2 (f_{L1} o f_{L2}) desde el satélite *j* hasta el receptor; $\rho^j(t)$ es la distancia geométrica, definida en la ecuación (13.12), desde el satélite hasta el receptor; *c* es la velocidad de la luz en el vacío; $\delta^{trop}(t)$ es el retardo en la señal causado por la refracción troposférica; y δ^{iono} es el retardo ionosférico para las frecuencias L1 y L2, respectivamente.

Se puede desarrollar una expresión similar para el modelo de desplazamiento de fase de la portadora es

$$\Phi_{L1}^{j} = \frac{1}{\lambda_{L1}}\rho^{j}(t) + f_{L1}\Delta\delta^{j} + N_{L1} - f_{L1}\delta^{iono} + f_{L1}\delta^{trop}$$
$$\Phi_{L2}^{j} = \frac{1}{\lambda_{L2}}\rho^{j}(t) + f_{L2}\Delta\delta^{j} + N_{L2} - f_{L2}\delta^{iono} + f_{L2}\delta^{trop} \qquad \textbf{(13.17)}$$

donde Φ_{L1}^{j} y Φ_{L2}^{j} son las observaciones de desplazamiento de fase de la portadora del satélite *j* utilizando las frecuencias L1 y L2, respectivamente, N_{L1} y N_{L2} son ambigüedades enteras para las dos frecuencias L_1 y L_2, y los demás términos son los definidos previamente en las ecuaciones (13.14) y (13.16) para cada frecuencia. Nótese que una vez que se disponga de señales L5 en un número suficiente de satélites, se podrá escribir una ecuación adicional para las ecuaciones (13.16) y (13.17).

Al tomar observaciones tanto de las señales L1 como de L2, y emplear las ecuaciones (13.16) o (13.17), se puede modelar la refracción atmosférica y eliminarla matemáticamente de los datos. Esta es una ventaja importante de los receptores de doble frecuencia (aquellos que pueden observar las señales L_1 y L_2) sobre sus contrapartes de frecuencia única, y les permite observar con precisión líneas de base de hasta 150 km.

9 El año 1999 tuvo un período de alta actividad solar. El próximo pico de alta actividad solar debería ocurrir alrededor de 2010.

La combinación lineal de las señales L1 y L2 para el modelo de pseudodistancia del código, que está prácticamente libre de refracción ionosférica, es

$$R_{L1,L2} = R_{L1} - \frac{(f_{L1})^2}{(f_{L2})^2}R_{L2} \qquad \textbf{(13.18)}$$

Donde $R_{L1,L2}$ es la observación de pseudodistancia para las señales combinadas L_1 y L_2. El modelo de fase portadora, que también está casi libre de refracción ionosférica, es

$$\Phi_{L1,L2} = \Phi_{L1} - \frac{f_{L2}}{f_{L1}}\Phi_{L2} \qquad \textbf{(13.19)}$$

Donde $\Phi_{L1,L2}$ se encuentra la observación de fase de la combinación lineal de las ondas L1 y L2. Por su propia naturaleza, los receptores de frecuencia única no pueden aprovechar las dos señales separadas y, por lo tanto, deben utilizar datos de modelado ionosférico que forman parte del mensaje transmitido. Esto limita su alcance efectivo entre 10 y 20 km, aunque este límite depende del clima espacial en el momento del estudio. La ventaja de tener los satélites a aproximadamente 20200 km sobre la Tierra es que las señales de un satélite que se dirigen a dos receptores diferentes atraviesan prácticamente la misma atmósfera. Por lo tanto, la atmósfera tiene efectos similares sobre las señales y estos efectos pueden eliminarse prácticamente mediante técnicas matemáticas, como se explica en las secciones 13.7 a 13.9. Para líneas largas, se suelen utilizar las ecuaciones (13.18) y (13.19). Como se puede observar en la figura 13.9, las señales de los satélites que se encuentran en el horizonte del observador deben atravesar una cantidad considerablemente mayor de atmósfera que las señales que provienen de satélites muy por encima del horizonte. Debido a la dificultad de modelar la atmósfera a bajas altitudes, las señales de satélites con un ángulo inferior a un determinado umbral suelen omitirse de las observaciones. El valor específico de este ángulo (conocido como ángulo de máscara satelital) es algo arbitrario y puede variar entre 10° y 20° según la precisión deseada del estudio. Este tema se trata con mayor detalle en el capítulo 14.

13.6.3 Otras fuentes de error.

Varias otras fuentes de error menores contribuyen a los errores de posicionamiento de un receptor. Estas incluyen:

(1) errores de efemérides del satélite;

(2) errores de multitrayectoria;

(3) errores al centrar la antena sobre un punto;

(4) errores al medir la altura de la antena sobre el punto; y

(5) errores debidos a la geometría del satélite.

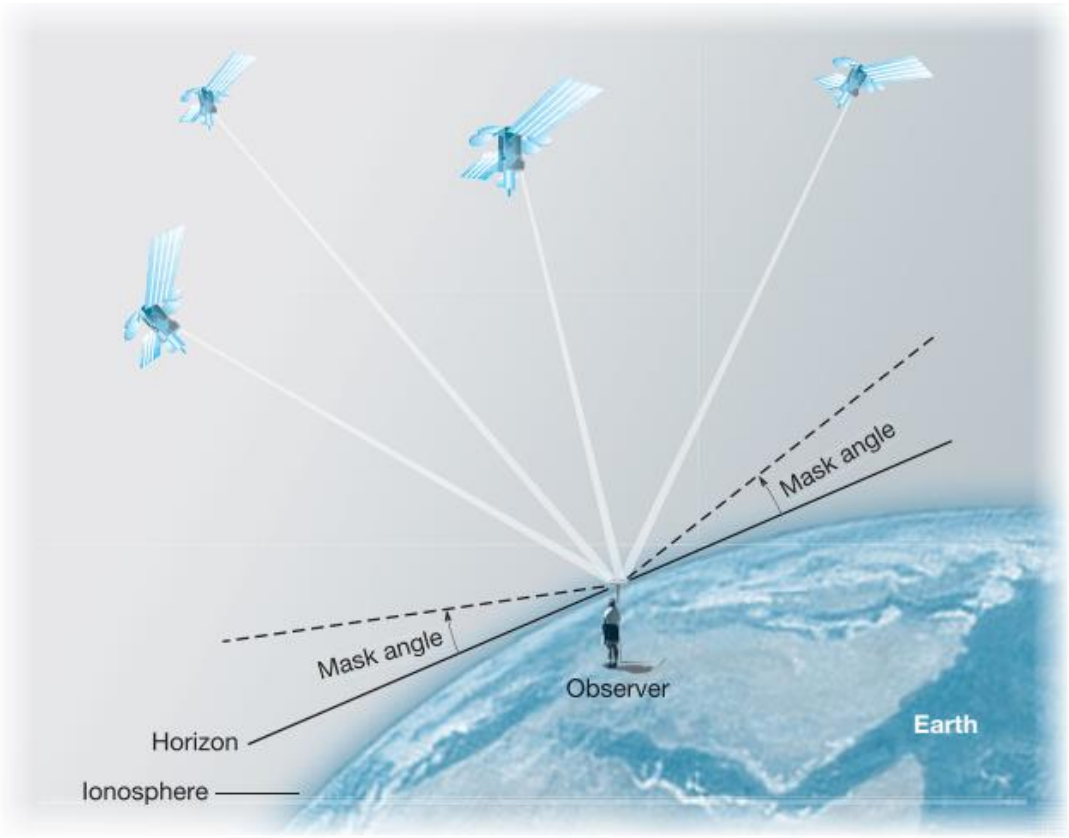


Figura 13.9
Posiciones relativas de los satélites, la ionosfera y el receptor.

Como se mencionó anteriormente, la efeméride transmitida predice las posiciones de los satélites a corto plazo. Sin embargo, debido a las fluctuaciones en la gravedad, la presión de la radiación solar y otras anomalías, estas predicciones orbitales siempre presentan cierto margen de error. En el método de comparación de códigos, estos errores en la posición de los satélites se traducen directamente en las posiciones calculadas de las estaciones terrestres. Este problema se puede mitigar actualizando los datos orbitales con información obtenida posteriormente, basada en las posiciones reales de los satélites determinadas por las estaciones de seguimiento. Una desventaja de este método es la demora en la obtención de los datos actualizados. Se dispone de tres efemérides actualizadas posteriores al levantamiento:

(1) efeméride ultrarrápida,

(2) efeméride rápida y

(3) efeméride precisa.

La efeméride ultrarrápida está disponible dos veces al día; la efeméride rápida está disponible en un plazo de dos días tras el levantamiento; y la efeméride precisa (la más exacta de las tres) está disponible dos semanas después del levantamiento. Las efemérides ultrarrápidas y rápidas son suficientes para la mayoría de las aplicaciones de topografía. Como se muestra en la Figura 13.10(a), la propagación multitrayecto se produce cuando una señal satelital se refleja en una superficie y se dirige hacia el receptor. Esto provoca que múltiples señales del satélite lleguen al receptor en momentos ligeramente diferentes. Las estructuras verticales, como edificios y vallas metálicas, son ejemplos de

superficies reflectantes que pueden causar errores de propagación multitrayecto. Se han desarrollado técnicas matemáticas para eliminar estas reflexiones indeseables, pero, en casos extremos, pueden provocar que el receptor pierda la señal del satélite; la pérdida de señal es, esencialmente, una situación en la que el receptor no puede utilizar las señales del satélite. Esto puede deberse no sólo a la propagación multitrayecto, sino también a obstrucciones o a una alta actividad ionosférica.

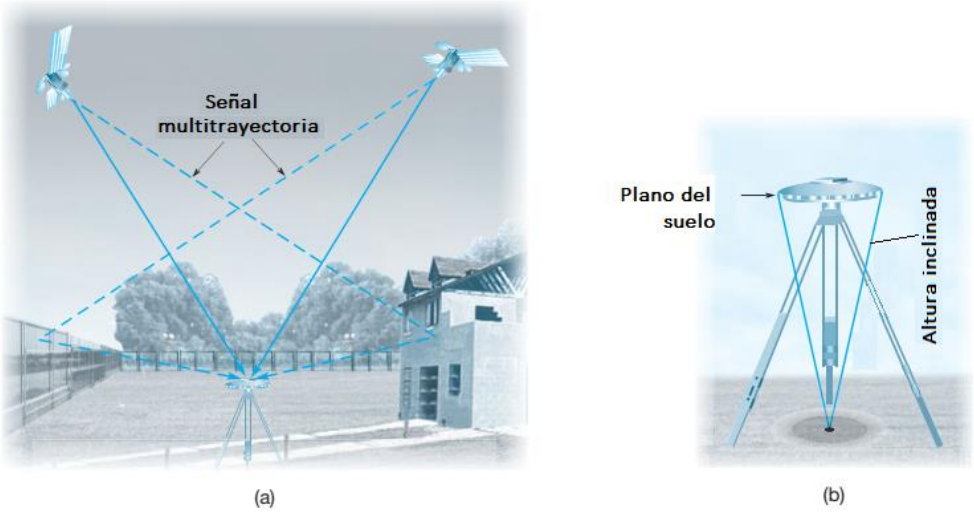


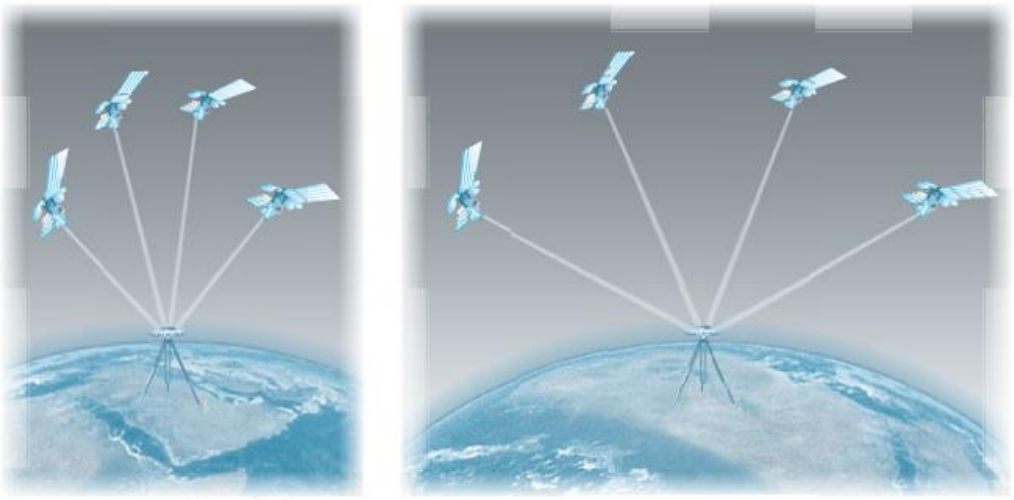
Figura 13.10
(a) Multitrayectoria y
(b) mediciones de altura
inclinada.

En topografía satelitale, se observan pseudodistancias hacia las antenas receptoras. Para trabajos de precisión, las antenas generalmente se montan sobre trípodes, se instalan y se centran cuidadosamente sobre una estación de levantamiento, y se nivelan. El descentramiento de la antena sobre el punto es otra fuente potencial de error. La instalación y el centrado sobre una estación deben realizarse cuidadosamente siguiendo procedimientos como los descritos en la Sección 8.5. Para cualquier trabajo de levantamiento de precisión, incluidos los levantamientos satelitales, es esencial contar con un trípode, un tribraquio y una plomada óptica bien ajustados. Cualquier error en el descentramiento de la antena sobre un punto se traducirá directamente en un error de igual magnitud en la posición calculada de ese punto. Observar la altura de la antena sobre el punto ocupado es otra fuente de error en las topografías satelitales. La altura del elipsoide determinada a partir de observaciones satelitales se determina en el centro de fase de la antena. Por lo tanto, para obtener la altura del elipsoide de la estación de medición, es necesario medir y registrar cuidadosamente la altura del centro de fase de la antena sobre el punto ocupado, y tenerla en cuenta en la reducción de datos. La distancia que se muestra en la Figura 13.10(b) se conoce como altura oblicua y se puede observar. Las observaciones se realizan con respecto al plano de tierra (un plano en la base de la antena que la protege de las señales multitrayecto reflejadas desde el suelo). La altura oblicua debe observarse en varias ubicaciones alrededor del plano de tierra, y si las observaciones no coinciden, se debe verificar la nivelación del instrumento. El software del sistema convierte la altura oblicua en la distancia vertical de la antena sobre la estación. Los errores en la identificación y observación de las alturas de los centros de fase han causado errores de hasta 10 cm en la elevación. En levantamientos satelitales de precisión, muchos topógrafos utilizan trípodes y miras de altura fija que proporcionan una distancia constante desde el punto hasta el punto de referencia de la antena (PRA), generalmente establecida en 2 m. Además, el centro de fase, que es el centro electrónico de la antena, varía con la orientación de la antena, la elevación de los satélites y la frecuencia de las señales. De hecho, el centro de fase de la antena rara vez coincide.

Este hecho se compensa mediante desplazamientos del centro de fase, que son traslaciones necesarias para que el centro de fase y el centro físico de la antena coincidan. Para antenas antiguas, es importante orientar las antenas de varios receptores en el mismo azimut. Esto garantiza la misma orientación de los centros de fase en todas las estaciones y elimina un posible error sistemático si el centro de fase no coincide exactamente con el centro geométrico de la antena. En un levantamiento de precisión, siempre se debe usar la misma antena con un receptor determinado; si se usan otras antenas, sus desplazamientos del centro de fase deben tenerse en cuenta durante el posprocesamiento. Las antenas más modernas son direccionalmente independientes y ya no requieren alineación azimutal. El Servicio Geodésico Nacional (NGS) calibra las antenas GPS con respecto a las elevaciones de los satélites. Al procesar datos GPS (véase la sección 14.5), los usuarios siempre deben incluir los datos de calibración del NGS para compensar las variaciones de desplazamiento debidas a las elevaciones de los satélites al procesar las líneas base.

13.6.4 Geometría de los satélites observados.

Una importante fuente adicional de error en los levantamientos satelitales se relaciona con la geometría de la constelación de satélites visibles en el momento de la observación. Esto es similar a lo que ocurre en los levantamientos tradicionales, donde la geometría de la red de estaciones terrestres observadas afecta la precisión de las posiciones calculadas. La figura 13.11 ilustra la geometría de los satélites, tanto débil como fuerte. Como se muestra en la figura 13.11(a), los ángulos pequeños entre las señales satelitales incidentes en la estación receptora producen una geometría débil y, por lo general, generan mayores errores en las posiciones calculadas. Por el contrario, una geometría fuerte, como se muestra en la figura 13.11(b), se produce cuando los ángulos entre las señales satelitales incidentes son grandes, lo que suele proporcionar una solución mejorada. Tanto en los levantamientos satelitales como en los tradicionales, mediante el ajuste por mínimos cuadrados en la solución, se determina el efecto de la geometría sobre la precisión esperada de los resultados.



Geometría Débil
(a)

Geometría Fuerte
(b)

Figura 13.11
Geometría de satélite débil y fuerte.

TABLA 13.2 Fuentes y Magnitudes de Error que Cabe Esperar en los Rangos GPS Observados

FUENTE de ERROR	Tamaños Frecuentes de Errores (m)	Tamaños Anticipados de Errores con Dos o Más Señales Codificadas (m)
Errores de reloj y efemérides	±2.3	±2.3
Refracción ionosférica	±7	±0.1
Refracción troposférica	±0.2	±0.2
Ruido del receptor	±0.6	±0.6
Otros (Rutas múltiples, etc)	±1.5	±1.5

La Tabla 13.2 enumera las distintas categorías de errores que pueden producirse en el posicionamiento de satélites. Para cada categoría, se indican las magnitudes de los errores que podrían ocurrir en los rangos de satélite observados si no se aplicaran correcciones ni compensaciones; por ejemplo, se podría esperar una variación de ±7,5 m como resultado de la refracción ionosférica, etc. Sin embargo, estas magnitudes de error presuponen una geometría de satélite ideal; es decir, no se incluye una degradación adicional de la precisión debido a una geometría de satélite deficiente. La magnitud prevista de estos errores con la adición de las señales L2C y L5 se muestra en la tercera columna de la Tabla 13.2. La señal L2C estará disponible para los receptores a medida que los satélites estén operativos. Las ventajas de la señal L5 no serán evidentes para los usuarios hasta que se haya actualizado la mayor parte de la constelación de satélites. Se prevé que toda la constelación de satélites se actualice con estas nuevas señales para 2030. Al comparar los errores actuales con los previstos al incluir las nuevas señales codificadas, resulta evidente la decisión de financiar los nuevos satélites. Utilizando la ecuación (3.11), el error total de rango equivalente

del usuario (UERE) es actualmente de aproximadamente ±7,5 m. Se prevé que este error se reduzca a aproximadamente ±2,8 m con las señales L2C y L5. Como se indicó anteriormente, al emplear mínimos cuadrados en la solución, se puede determinar el efecto de la geometría del satélite. De hecho, antes de realizar un estudio de satélites, se puede evaluar el número y las posiciones de los satélites visibles en un momento y lugar determinados mediante una solución preliminar de mínimos cuadrados para determinar su efecto estimado en la precisión resultante de la solución. Este análisis produce los denominados factores de dilución de precisión (DOP). Los factores DOP se calculan mediante la propagación de errores (véase la sección 3.17). Son simplemente números que, al multiplicarse por los errores de la Tabla 13.2, dan como resultado la magnitud de los errores que podrían esperarse según la geometría de la constelación de satélites observada. Por ejemplo, si el factor DOP es 2, al multiplicar por 2 la magnitud de los errores que figuran en la Tabla 13.2 se obtendrían los errores estimados en los rangos para esa hora y lugar. Obviamente, cuanto menor sea el valor del factor DOP, mayor será la precisión esperada en las posiciones calculadas de las estaciones terrestres. Si el análisis preliminar de mínimos cuadrados arroja un valor DOP superior al tolerable, las observaciones deberían posponerse hasta que se disponga de una constelación de satélites más favorable. Los factores DOP que más preocupan a los topógrafos son el PDOP (dilución de la precisión en posición), el HDOP (dilución de la precisión en posición horizontal) y el VDOP (dilución de la precisión en altura). Para la mejor constelación posible de los satélites, el valor promedio de HDOP es inferior a 2 e inferior a 5 para PDOP. Otros factores de DOP, como GDOP (dilución de la precisión geométrica) y TDOP (dilución de la precisión temporal), también pueden evaluarse, pero generalmente tienen menor relevancia en topografía. La Tabla 13.3 enumera algunas categorías importantes de DOP, explica su significado en términos de desviaciones estándar y ecuaciones, y proporciona los valores máximos que se consideran aceptables para la mayoría de los levantamientos. Al multiplicar el factor DOP por el UERE, se obtiene el error posicional en la medición de distancias por código, utilizando las ecuaciones (13.13). Por ejemplo, el HDOP suele ser de aproximadamente 1,5. Recordemos de la ecuación (3.8) que el error probable del 95 % se obtiene utilizando un multiplicador de aproximadamente 1,96. Utilizando los valores de error de la Tabla 13.2 y un HDOP de 1,5, el error probable actual del 95 % en el posicionamiento horizontal es de ±22,5 m (1,96 × 1,5 × 7,5). Cuando las nuevas señales codificadas estén disponibles y sean utilizadas por los receptores, el error de posicionamiento horizontal del 95 % será de aproximadamente ±8,5 m.

TABLA 13.3 Categorías Importantes de Dilución de Precisión

Categoría de DOP	Término. Desv. Estándar	Equación	Valor Aceptable (menos que)*
PDOP, Posicional DOP	σ en coordenadas geocétricas X,Y,Z	$\sqrt{\sigma_X^2 + \sigma_Y^2 + \sigma_Z^2}$	6
HDOP, Horizontal DOP	σ en coordenadas locales x,y	$\sqrt{\sigma_X^2 + \sigma_Y^2}$	3
VDOP, VerticalDOP	σ en altura, h	σ_h	5

*Estos valores recomendados son guías generales para tipos promedio de levantamientos GPS, pero los requisitos de cada proyecto pueden requerir otros valores específicos.

En el caso de los satélites, el valor promedio de HDOP es inferior a 2 e inferior a 5 para PDOP. Otros factores de DOP, como GDOP (dilución de la precisión geométrica) y TDOP (dilución de la precisión temporal), también pueden evaluarse, pero generalmente tienen menor relevancia en topografía. La Tabla 13.3 enumera algunas categorías importantes de DOP, explica su significado en términos de desviaciones estándar y ecuaciones, y proporciona los valores máximos que se consideran aceptables para la mayoría de los levantamientos. Al multiplicar el factor DOP por el UERE, se obtiene el error posicional en la medición de distancias por código, utilizando las ecuaciones (13.13). Por ejemplo, el HDOP suele ser de aproximadamente 1,5. Recordemos de la ecuación (3.8) que el error probable del 95 % se obtiene utilizando un multiplicador de aproximadamente 1,96. Utilizando los valores de error de la Tabla 13.2 y un HDOP de 1,5, el error probable actual del 95 % en el posicionamiento horizontal es de ±22,5 m (1,96 × 1,5 × 7,5). Cuando las nuevas señales codificadas estén disponibles y sean utilizadas por los receptores, el error de posicionamiento horizontal del 95 % será de aproximadamente ±8,5 m.

13.6.5 Disponibilidad Selectiva.

Hasta mayo de 2000, las señales GPS se degradaban para reducir intencionadamente la precisión alcanzable mediante el método de coincidencia de códigos. El objetivo era impedir que los usuarios no militares, especialmente los adversarios, pudieran acceder a la máxima precisión que ofrece el GPS. Se utilizaron dos métodos distintos para degradar la precisión: el proceso *delta*, que modificaba la frecuencia fundamental del reloj del satélite, y el proceso *épsilon*, que truncaba los parámetros orbitales en el mensaje transmitido, impidiendo así el cálculo preciso de las coordenadas de los satélites. Los errores en las coordenadas de los satélites se traducían, aproximadamente, en errores de posicionamiento terrestre similares. El efecto combinado de estos errores se conocía como disponibilidad selectiva (DS) y resultaba en un error posicional de aproximadamente 100 m en horizontal y 156 m en vertical, con un nivel de error del 95 %. Sin embargo, este error podía corregirse mediante técnicas de posicionamiento diferencial o relativo (véanse las secciones 13.7 y 13.8). Cuando se implementó la DS, las comunidades militar y civil discrepaban sobre su necesidad en tiempos de paz. Inicialmente, se elaboró un plan para desactivar la DS en 2006. Pero tras el acuerdo de los Departamentos de Transporte, Comercio y Defensa, se desactivó a medianoche del 1 de mayo de 2000 como resultado de una Directiva Presidencial de Decisión (DPD). Como se demostró anteriormente, con la eliminación de la disponibilidad selectiva, el posicionamiento puntual en tiempo real basado en códigos tiene una precisión de aproximadamente 20 m. Los satélites futuros no tendrán la capacidad de implementar la DS (SA en inglés).

■ 1 3.7 POSICIONAMIENTO DIFERENCIAL

Como se explicó en las dos secciones anteriores, la precisión de las pseudodistancias observadas se ve afectada por errores derivados de desfases de reloj, refracción atmosférica y otras fuentes. Debido a estos errores, las posiciones de puntos determinadas mediante técnicas de posicionamiento puntual con un único receptor basado en código pueden tener un margen de error de 20 m o más. Si bien este orden de precisión es aceptable para ciertos usos, resulta insuficiente para la mayoría de las aplicaciones topográficas. El GPS diferencial (DGPS), por otro lado, es un procedimiento que implica el uso simultáneo de dos o más receptores basados en código. Puede proporcionar una precisión posicional de hasta unos pocos metros, por lo que el método es adecuado para ciertos tipos de trabajos topográficos de baja resolución. En DGPS, un receptor ocupa una estación base (punto cuyas coordenadas se conocen con precisión gracias a levantamientos previos), y el otro u otros receptores (conocidos como móviles) se instalan en estaciones cuyas posiciones se desconocen. Al colocar un receptor en una estación de posición conocida, los errores de pseudodistancia en la señal se pueden determinar mediante la ecuación (13.16). Dado que el receptor de la estación base y el receptor móvil están relativamente cerca (a menudo a menos de un kilómetro, pero rara vez a más de unos cientos de kilómetros), los errores de pseudodistancia en ambos tendrán magnitudes aproximadamente iguales. Por lo tanto, tras calcular las correcciones para cada satélite visible en la estación base, estas se pueden aplicar a los receptores móviles, reduciendo o eliminando así sustancialmente muchos de los errores enumerados en la Tabla 13.2. El DGPS se puede implementar prácticamente en tiempo real con un transmisor de radio en la estación base y receptores de radio compatibles en los receptores móviles. Este proceso se conoce como GPS diferencial en tiempo real (RTDGPS). Las transmisiones de radio a los receptores móviles contienen tanto correcciones de pseudodistancia (PRC) para momentos específicos como correcciones de velocidad de rango (RRCs)[10], lo que permite interpolar las correcciones a las señales entre cada momento. Alternativamente, los errores pueden eliminarse de las coordenadas determinadas para las estaciones del rover durante el postprocesamiento de los datos.

Para comprender las matemáticas del procedimiento, es necesario repasar la ecuación (13.13). Las diversas fuentes de error presentadas en la sección 13.6 provocan que la pseudodistancia observada $R_A^j(t_0)$ presente un error específico para cualquier época t_0. Si representamos este error en la época t_0 mediante $\Delta\rho_A^j(t_0)$, el error orbital radial, la ecuación (13.13) puede reescribirse como

$$R_A^j(t_0) = \rho_A^j(t_0) + \Delta\rho_A^j(t_0) + c\delta^j(t_0) - c\delta_A(t_0) \qquad (13.20)$$

donde los demás términos se definen como anteriormente. Dado que se conocen las coordenadas de la estación base, el alcance geométrico $\rho_A^j(t_0)$ en la ecuación (13.20) se puede calcular mediante la ecuación (13.12). Además, puesto que se observa el pseudodistancia $R_A^j(t_0)$, la diferencia entre estos dos valores proporcionará la corrección

necesaria para este pseudodistancia en particular. Dado que el error en las condiciones en cada receptor son muy similares, se puede asumir que el error en la pseudodistancia observada en la estación base es el mismo que el error en los receptores móviles. Este error en la estación base se conoce como corrección de pseudodistancia de código (PRC) para el satélite *j* en la época de referencia t_0, y se representa como

$$\begin{aligned} PRC^j(t_0) &= -R^j_A(t_0) + \rho^j_A(t_0) \\ &= -\Delta\rho^j_A(t_0) - c[\delta^j(t_0) - \delta_A(t_0)] \end{aligned} \qquad \textbf{(13.21)}$$

10 Las correcciones de pseudodistancia (PRC) son las diferencias entre las distancias medidas y las calculadas a partir de las coordenadas conocidas tanto de la estación de referencia ocupada como del satélite. Debido al movimiento de los satélites, las distancias medidas hacia ellos cambian constantemente. La tasa de estos cambios por unidad de tiempo se denomina corrección de tasa de distancia (RRC).

Dado que el cálculo de la corrección y la transmisión de la señal imposibilitan asignar la corrección de pseudodistancia (PRC) a la misma época en los rovers, se aproxima una corrección de velocidad de rango (RRC) mediante diferenciación numérica. Esta corrección se utiliza para extrapolar correcciones para épocas posteriores *t*. Por lo tanto, la corrección de pseudodistancia en cualquier época *t* viene dada por:

$$PRC^j(t) = PRC^j(t_0) + RRC^j(t_0)(t - t_0) \qquad \textbf{(13.22)}$$

donde $RRC^j(t_0)$ es la corrección de la tasa de rango para el satélite *j* determinada en la época t_0. Ahora, esta información se puede usar para corregir los rangos calculados en las ubicaciones de los receptores móviles. Por ejemplo, en una estación móvil B, el pseudorango corregido, $R^j_B(t)_{\text{corregido}}$, se puede calcular como

$$\begin{aligned} R^j_B(t)_{\text{corregido}} &= R^j_B(t) + PRC^j(t) \\ &= \rho^j_B(t) + [\Delta\rho^j_B(t) - \Delta\rho^j_A(t)] - c[\delta_B(t) - \delta_A(t)] \\ &= \rho^j_B(t) - c\Delta\delta_{AB}(t) \end{aligned} \qquad \textbf{(13.23)}$$

Donde

$$\Delta\delta_{AB} = \delta_B(t) - \delta_A(t).$$

Nótese que en la forma final de la ecuación (13.23), se asume que los errores orbitales radiales en las estaciones A y B, $\Delta\rho^j_A(t)$ and $\Delta\rho^j_B(t)$ y $\Delta\rho^j_B(t)$, respectivamente, son prácticamente iguales y, por lo tanto, se eliminan matemáticamente. Además, se eliminan los términos de sesgo del reloj del satélite. Finalmente, suponiendo que las señales a los receptores base y móviles atraviesan prácticamente la misma atmósfera (lo que significa que deberían estar a unos pocos cientos de kilómetros de distancia entre sí), los términos de refracción ionosférica y troposférica se eliminan prácticamente. La Guardia Costera de los Estados Unidos mantiene un sistema de estaciones de radiobaliza a lo largo de la costa y las vías navegables estadounidenses. Organizaciones privadas han desarrollado estaciones adicionales. Las señales de corrección descritas anteriormente se transmiten mediante modulación en una frecuencia entre 285 y 325 kHz utilizando el formato del Comité Especial 104 de la Comisión Técnica de Radiocomunicaciones para Servicios Marítimos (RTCM SC-104). Entre los datos que contiene esta transmisión se encuentran correcciones diferenciales de código C/A, correcciones diferenciales delta, parámetros de la estación de referencia, mediciones de fase de portadora sin procesar, mediciones de rango de código sin procesar, correcciones de fase de portadora y correcciones de rango de código. El Sistema de Aumentación de Área Amplia (WAAS, por sus siglas en inglés), desarrollado por la Administración Federal de Aviación (FAA), cuenta con una red de estaciones base de seguimiento terrestre que recopilan señales GPS y determinan los errores de rango. Estos errores se transmiten a satélites geoestacionarios que retransmiten las correcciones a los receptores móviles. El software GPS generalmente permite a los usuarios acceder al sistema WAAS al realizar levantamientos RTK-GPS.

(Véase el capítulo 15). Esta opción, denominada RTK con relleno, accede a las correcciones WAAS cuando se pierden las transmisiones de radio de la estación base. Sin embargo, estas correcciones ofrecen una precisión significativamente menor que las técnicas de posicionamiento relativo que suelen utilizar los receptores GPS mediante mediciones de desplazamiento de fase de la portadora. En Europa, el Servicio Europeo de Navegación por Complemento Geoestacionario (EGNOS) cumple una función similar a la de WAAS. En Japón, el Sistema Multifuncional de Aumentación por Satélite (MSAS) cumple esta función. Se prevé que, al combinar WAAS con un Sistema de Aumentación de Área Local (LAAS), el sistema permita a las aeronaves seleccionar sus destinos, tras lo cual el sistema de navegación generará las rutas de vuelo necesarias para realizar aterrizajes con visibilidad nula. Se espera que este sistema proporcione una precisión centimétrica en tiempo real una vez implementado. Las correcciones se transmitirán a las aeronaves mediante ondas de radio de muy alta frecuencia (VHF). Empresas privadas han creado sistemas similares, disponibles mediante suscripción. El sistema se encuentra actualmente en fase de investigación y desarrollo.

■ 1 3.8 MÉTODOS CINEMÁTICOS

Métodos similares al DGPS también pueden emplearse con mediciones de desplazamiento de fase de la portadora para eliminar errores. El procedimiento, denominado levantamiento cinemático (véase el Capítulo 15), requiere el uso simultáneo de dos o más receptores. Todos los receptores deben captar simultáneamente señales de al menos cuatro de los mismos satélites durante todo el proceso de observación. Si bien pueden utilizarse receptores de frecuencia única, el levantamiento cinemático funciona mejor con receptores de doble frecuencia. El método proporciona precisiones posicionales de unos pocos centímetros, lo que lo hace adecuado para la mayoría de los trabajos de levantamiento, cartografía y replanteo. Al igual que con el DGPS, en los levantamientos cinemáticos en tiempo real (RTK) se aprovecha el hecho de que se conocen las coordenadas de la estación base. La mayoría de los fabricantes transmiten las observaciones de la estación base al receptor móvil. El receptor móvil utiliza las técnicas de posicionamiento relativo descritas en la Sección 13.9 para determinar su posición. Sin embargo, es posible calcular y transmitir correcciones de pseudodistancia (PRC). Una vez determinadas las correcciones de pseudodistancia, se utilizan en los receptores móviles para corregir sus pseudodistancias. Multiplicando la ecuación (13.14) por λ, e incluyendo el término de error orbital radial, la pseudodistancia de fase portadora en la estación base A para los satélites *j* en la época t_0 es

$$\lambda\Phi_A^j(t_0) = \rho_A^j(t_0) + \Delta\rho_A^j(t_0) + \lambda N_A^j + c[\delta^j(t_0) - \delta_A(t_0)] \qquad (13.24)$$

donde N_A^j es la ambigüedad inicialmente desconocida, y todos los demás términos se definieron previamente en la ecuación (13.20). Recordando que la estación base es un punto con coordenadas conocidas, la corrección de pseudodistancia en la época t_0 viene dada por

$$\begin{aligned} PRC^j(t_0) &= -\lambda\Phi_A^j(t_0) + \rho_A^j(t_0) \\ &= -\Delta\rho_A^j(t_0) - \lambda N_A^j - c[\delta^j(t_0) - \delta_A(t_0)] \end{aligned} \qquad (13.25)$$

y la corrección de pseudodistancia en cualquier época *t* es

$$PRC^j(t) = PRC^j(t_0) + RRC^j(t_0)(t - t_0) \qquad (13.26)$$

Utilizando el mismo procedimiento que se usó con los pseudodistancias de código, el rango de fase corregido en el receptor móvil para la época *t* es

$$\lambda\Phi_B^j(t)_{\text{corregido}} = \rho_B^j(t) + \lambda\Delta N_{AB}^j - c\Delta\delta_{AB}(t) \qquad (13.27)$$

Donde $\Delta N_{AB}^j = N_B^j - N_A^j$ and $\Delta\delta_{AB}(t) = \delta_B(t) - \delta_A(t)$.

Estas ecuaciones pueden resolverse siempre que se observen continuamente al menos cuatro satélites durante el estudio. Las correcciones de pseudodistancia y las correcciones de velocidad de cambio de distancia se transmiten a los receptores.

■ 13.9 POSICIONAMIENTO RELATIVO

Actualmente, las posiciones más precisas se obtienen mediante técnicas de posicionamiento relativo. Al igual que el DGPS y el levantamiento cinemático, este método elimina la mayoría de los errores indicados en la Tabla 13.2 al aprovechar las diferencias en los rangos de fase del código o de la portadora. El objetivo del posicionamiento relativo es obtener las coordenadas de un punto con respecto a otro. Esto se puede expresar matemáticamente como:

$$\begin{aligned} X_B &= X_A + \Delta X \\ Y_B &= Y_A + \Delta Y \\ Z_B &= Z_A + \Delta Z \end{aligned} \qquad (13.28)$$

Donde (X_A, Y_A, Z_A) son las coordenadas geocéntricas en la base de la estación A , (X_B, Y_B, Z_B) son las coordenadas geocéntricas de la estación desconocida B, y $(\Delta X, \Delta Y, \Delta Z)$ son los componentes del vector de línea base calculados (véase la figura 13.12). El posicionamiento relativo implica el uso de dos o más receptores que observan simultáneamente pseudodistancias en los extremos de las líneas. La simultaneidad implica que los receptores recopilan observaciones al mismo tiempo. También es importante que los receptores recopilen datos a la misma frecuencia de adquisición. Esta frecuencia depende del propósito del levantamiento y de la precisión final deseada, pero los intervalos comunes son 1, 2, 5, 10 o 15 segundos. Suponiendo que se han recopilado observaciones simultáneas, se pueden generar distintas combinaciones lineales de las ecuaciones, y en el proceso se pueden eliminar ciertos errores. La figura 13.13 muestra tres combinaciones lineales y las combinaciones receptor-satélite necesarias para cada una. Estas se describen en las subsecciones siguientes, y sólo se consideran las mediciones de fase de la portadora.

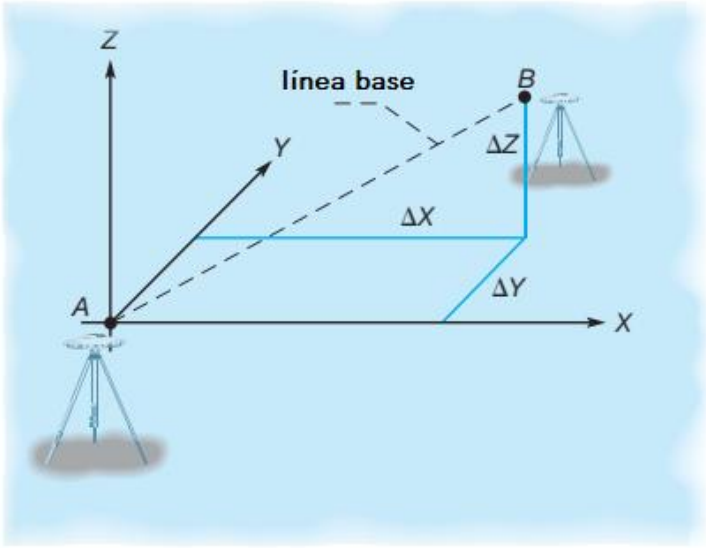


Figura 13.12 Componentes del vector de línea base

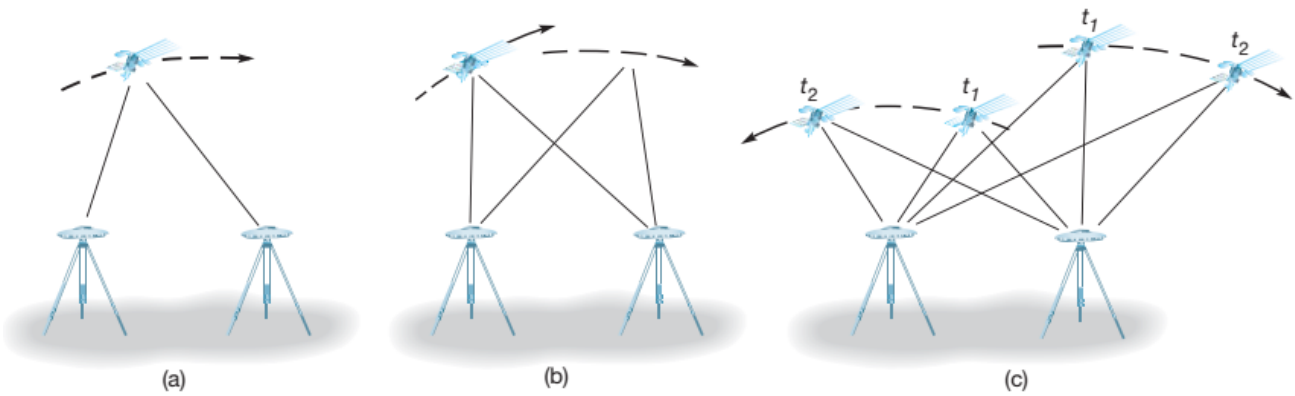


Figura 13.13 Técnicas de diferenciación GPS: (a) diferenciación simple, (b) diferenciación doble y (c) diferenciación triple.

13.9.1 Diferenciación simple.

Como se ilustra en la Figura 13.13(a), la diferenciación simple consiste en restar dos observaciones simultáneas realizadas a un satélite desde dos puntos. Esta diferencia elimina la desviación del reloj del satélite y gran parte de la refracción ionosférica y troposférica de la solución. También eliminaría los efectos de la corrección de asimetría (SA) si estuviera activada. Según la ecuación (13.14), las ecuaciones de fase para los dos puntos son:

$$\Phi_A^j(t) - f^j\delta^j(t) = \frac{1}{\lambda}\rho_A^j(t) + N_A^j - f^j\,\delta_A(t)$$
$$\Phi_B^j(t) - f^j\delta^j(t) = \frac{1}{\lambda}\rho_B^j(t) + N_B^j - f^j\,\delta_B(t) \qquad (13.29)$$

donde los términos son los indicados en la ecuación (13.14) para las estaciones A y B. La diferencia entre estas dos ecuaciones da como resultado

$$\Phi_{AB}^j(t) = \frac{1}{\lambda}\rho_{AB}^j(t) + N_{AB}^j - f^j\,\delta_{AB}(t) \qquad (13.30)$$

donde se encuentran los términos de diferencia individual son

$$\Phi_{AB}^j(t) = \Phi_B^j(t) - \Phi_A^j(t),$$
$$\rho_{AB}^j(t) = \rho_B^j(t) - \rho_A^j(t),$$
$$N_{AB}^j = N_B^j - N_A^j, \text{ y}$$
$$\delta_{AB}^j(t) = \delta_B^j(t) - \delta_A^j(t).$$

Nótese que en la ecuación (13.30), el error de sesgo del reloj del satélite $f^j\delta^j(t)$ se ha eliminado mediante este procedimiento de diferenciación simple.

13.9.2 Doble diferenciación

Como se ilustra en la Figura 13.13(b), la doble diferenciación consiste en calcular la diferencia entre dos diferencias simples obtenidas de dos satélites *j* y k. Este procedimiento elimina la desviación del reloj del receptor. Supongamos las siguientes dos diferencias simples:

$$\Phi_{AB}^j(t) = \frac{1}{\lambda}\rho_{AB}^j(t) + N_{AB}^j - f^j\,\delta_{AB}^j(t)$$
$$\Phi_{AB}^k(t) = \frac{1}{\lambda}\rho_{AB}^k(t) + N_{AB}^k - f^k\,\delta_{AB}^k(t) \qquad (13.31)$$

Nótese que la desviación del reloj del receptor será la misma para las observaciones en el satélite *j* que para el satélite *k*. Por lo tanto, al tomar la diferencia entre estas dos diferencias simples, se obtiene la siguiente ecuación de doble diferencia, en la que se eliminan los errores de desviación del reloj del receptor, $f^j\,\delta_{AB}^j(t)$ y $f^k\,\delta_{AB}^k(t)$.

$$\Phi_{AB}^{jk}(t) = \frac{1}{\lambda}\rho_{AB}^{jk}(t) + N_{AB}^{jk} \qquad (13.32)$$

donde los términos de diferencia son

$$\Phi_{AB}^{jk}(t) = \Phi_{AB}^{k}(t) - \Phi_{AB}^{j}(t)$$
$$\rho_{AB}^{jk}(t) = \rho_{AB}^{k}(t) - \rho_{AB}^{j}(t)$$
$$N_{AB}^{jk} = N_{AB}^{k} - N_{AB}^{j}$$

13.9.3 Diferenciación triple

La diferencia triple ilustrada en la Figura 13.13(c) consiste en calcular la diferencia entre dos diferencias dobles obtenidas para dos épocas de tiempo diferentes. Esta diferencia elimina la ambigüedad de enteros de la Ecuación (13.32), dejando únicamente las diferencias en las observaciones del desplazamiento de fase y los rangos geométricos. Las dos ecuaciones de diferencia doble se pueden expresar como

$$\Phi_{AB}^{jk}(t_1) = \frac{1}{\lambda}\rho_{AB}^{jk}(t_1) + N_{AB}^{jk}$$
$$\Phi_{AB}^{jk}(t_2) = \frac{1}{\lambda}\rho_{AB}^{jk}(t_2) + N_{AB}^{jk} \qquad (13.33)$$

La diferencia entre estas dos diferencias dobles da como resultado la siguiente ecuación de diferencias triples, en la que se han eliminado las ambigüedades enteras. La ecuación de diferencias triples es

$$\Phi_{AB}^{jk}(t_{12}) = \frac{1}{\lambda}\rho_{AB}^{jk}(t_{12}) \qquad (13.34)$$

En la ecuación (13.34) los dos términos de diferencia son

$$\Phi_{AB}^{jk}(t_{12}) = \Phi_{AB}^{jk}(t_2) - \Phi_{AB}^{jk}(t_1)$$
$$\rho_{AB}^{jk}(t_{12}) = \rho_{AB}^{jk}(t_2) - \rho_{AB}^{jk}(t_1)$$

La importancia de emplear la ecuación de triple diferencia en la solución radica en que, al eliminar las ambigüedades enteras, la solución se vuelve inmune a los saltos de ciclo. Los saltos de ciclo se producen cuando el receptor pierde la señal durante una sesión de observación. Las tres principales causas de saltos de ciclo son:

(1) obstrucciones,

(2) baja relación señal/ruido (SNR) y

(3) procesamiento incorrecto de la señal.

Las obstrucciones de la señal pueden minimizarse mediante una selección cuidadosa de las estaciones receptoras. Una baja SNR puede deberse a condiciones ionosféricas desfavorables, multitrayecto, alta dinámica del receptor o baja elevación del satélite. El mal funcionamiento de los osciladores del satélite también puede causar saltos de ciclo, pero esto ocurre raramente. Cabe destacar que el software de procesamiento actual rara vez utiliza la triple diferenciación, ya que las ambigüedades enteras se resuelven mediante técnicas más avanzadas en tiempo real, que se describen en la Sección 15.2.

■ 13.10 OTROS SISTEMAS DE NAVEGACIÓN POR SATÉLITE

El posicionamiento por satélite influye en todos los ámbitos de la vida, incluyendo el transporte, la agricultura, las redes de datos, la tecnología de telefonía móvil, los eventos deportivos, etc. De hecho, los beneficios militares y económicos del posicionamiento por satélite han sido tan grandes que otras naciones han desarrollado o desarrollarán sus propias redes. Esta gran cantidad de satélites de posicionamiento aumentará considerablemente la utilidad y la

precisión de los sistemas de posicionamiento por satélite. Otros sistemas de posicionamiento por satélite implementados o planificados se analizan en las siguientes subsecciones.

13.10.1 La constelación GLONASS

El Sistema Global de Navegación por Satélite (GLONASS) es el equivalente ruso del GPS. La constelación GLONASS cuenta con 24 satélites equidistantes en tres planos orbitales que forman un ángulo de inclinación nominal de 64,8° con el plano ecuatorial de la Tierra. Los satélites orbitan a una altitud nominal de 19.100 km y tienen un período de 11,25 h. Al menos cinco son siempre visibles para los usuarios. El sistema no está sujeto a disponibilidad selectiva, pero no permite el acceso público al código P. Cada satélite emite dos señales con frecuencias únicas. Las frecuencias de los satélites se determinan como

$$f_{L1}^{j} = 1602.0000\ \text{MHz} + j \times 0.5625\ \text{MHz}$$
$$f_{L2}^{j} = 1246.0000\ \text{MHz} + j \times 0.4375\ \text{MHz} \qquad \textbf{(13.35)}$$

donde *j* representa el número de canal asignado al satélite específico,[11] y varía de 1 a 24, y L1 y L2 representan las bandas de transmisión. Como se explica en la sección 13.3, los satélites GPS transmiten sus posiciones en cada repetición del mensaje de transmisión utilizando el sistema de referencia WGS84 como base para las coordenadas. Los satélites GLONASS sólo transmiten sus posiciones cada 30 minutos y utilizan el elipsoide de referencia PZ-90 como base para las coordenadas. Por lo tanto, los receptores GNSS deben extrapolar las posiciones de los satélites para realizar reducciones en tiempo real.

11 Algunos satélites antípodas utilizan las mismas frecuencias.

Los sistemas de referencia horaria utilizados en GPS y GLONASS también difieren. A petición de la comunidad internacional, la sincronización de los satélites GLONASS se ha adaptado al estándar internacional establecido por la Oficina Internacional del Tiempo (Bureau Internationale de l'heure). Este estándar se basa en la frecuencia del átomo de cesio 133 en su estado fundamental.12 Este estándar difiere del período orbital de la Tierra en aproximadamente 1 segundo cada 6 meses. Para compensar esta diferencia, se añade periódicamente un segundo intercalar al tiempo atómico (TA) para crear el Tiempo Universal Coordinado (UTC), que coincide con el día solar (véase la sección C.5). Actualmente, los relojes del sistema GLONASS difieren del Tiempo Universal Coordinado en 3 horas. En cambio, los relojes del sistema GPS no tienen en cuenta el segundo intercalar y difieren del TA en una constante de 19 segundos. Por lo tanto, se requiere la visibilidad de dos satélites GLONASS para combinar las señales de los satélites GLONASS y GPS en un receptor GNSS.

13.10.2 El Sistema Galileo.

En 1998, la Unión Europea decidió implementar un nuevo sistema de posicionamiento por satélite llamado Galileo. El sistema Galileo ofrece cinco niveles de servicio, algunos de los cuales requieren suscripción. Los cinco niveles de servicio son:

(1) Servicio Abierto (SA), en inglés (OS)

(2) Servicio Comercial (SC), (CS)

(3) Servicio de Seguridad de la Vida (SSO), (SOL),

(4) Servicio Público Regulado (SPR), (PR) y

(5) Servicio de Búsqueda y Rescate (SAR), (SAR).

El Servicio Abierto es gratuito y ofrece posicionamiento con una precisión de hasta 1 metro. El Servicio Comercial es un servicio encriptado de suscripción que proporciona posicionamiento con una precisión centimétrica. El Servicio de Seguridad de la Vida es gratuito y garantiza la precisión, además de proporcionar mensajes de integridad para alertar sobre posibles errores. El Servicio Público Regulado está disponible únicamente para organismos gubernamentales y es similar al actual código P. El Servicio de Búsqueda y Rescate detecta la ubicación de las balizas de emergencia y puede enviar información indicando que la ayuda está en camino. El segmento espacial Galileo constará de 27 satélites

más 3 de reserva, orbitando en tres planos inclinados 56° con respecto al ecuador. Los satélites tendrán una altitud orbital nominal de 23.222 km sobre la Tierra. Emitirán seis señales de navegación denominadas L1F, L1P, E6C, E6P, E5a y E5b. El primer satélite experimental Galileo se lanzó en diciembre de 2005. Tras un fallo en el segundo satélite, el segundo lanzamiento se retrasó hasta finales de 2007. La Agencia Espacial Europea (ESA) firmó recientemente un contrato para el lanzamiento de los cuatro primeros satélites operativos. Estos satélites se utilizarán para validar el sistema. Tras la validación, el resto del sistema se lanzará gradualmente. Galileo podría ofrecer mayor precisión que el GPS, ya que su servicio comercial proporciona posicionamiento puntual con una precisión métrica. Al igual que los satélites GPS modernizados, la potencia de sus señales debería permitir su funcionamiento en zonas con vegetación densa. Estados Unidos y la Unión Europea han acordado la interoperabilidad de sus sistemas. De este modo, los futuros receptores podrán utilizar satélites de cualquiera de los dos sistemas.

12 Un segundo se define como 9.192.631.770 períodos de la radiación del estado fundamental del átomo de cesio 133.

13.10.3 El Sistema Compass (Brújula).

En 2006, China confirmó la creación de un cuarto sistema GNSS. Compass 13 contará con 35 satélites. Cinco de ellos serán satélites geoestacionarios (GEO), mientras que los 30 restantes se ubicarán a unos 20 000 km de altitud. Compass ofrecerá dos niveles de servicio: uno abierto y otro comercial, con una precisión de posicionamiento en tiempo real de 10 m. La fecha de finalización prevista para el sistema es alrededor de 2020. Si bien las constelaciones de satélites aún no están completas al momento de redactar este documento, los fabricantes de tecnología de receptores satelitales están desarrollando receptores compatibles con los sistemas GPS, GLONASS y Galileo. La principal ventaja de utilizar múltiples sistemas radica en la mayor disponibilidad de satélites para la observación por parte de los receptores. Al combinar estos sistemas, el topógrafo puede esperar mejoras en la velocidad y la precisión. Además, la combinación de sistemas proporcionará un método viable para llevar el posicionamiento por satélite a zonas difíciles como cañones, minas a cielo abierto profundas y zonas urbanas rodeadas de edificios altos (cañones urbanos).

■ 13.1 1 EL FUTURO

El éxito general del posicionamiento por satélite en el sector civil está ampliamente documentado por la cantidad y variedad de empresas que utilizan esta tecnología. Esto ha propiciado el aumento y la mejora de las constelaciones GNSS. En un futuro próximo, se producirán mejoras en la adquisición de señales y el posicionamiento. Por ejemplo, las señales de todos los sistemas de posicionamiento por satélite podrán penetrar la vegetación y proporcionar capacidades de posicionamiento desde el interior de edificios. Las señales adicionales de cada sistema mejorarán tanto la resolución de ambigüedades como las correcciones atmosféricas. Por ejemplo, en el GPS, con la adición de las señales L2C y L5, será posible realizar correcciones ionosféricas en tiempo real a las pseudodistancias del código mediante la implementación de las ecuaciones (13.18). Además, la adición de las señales L2C y L5 mejorará nuestra capacidad para determinar de forma correcta y rápida las ambigüedades enteras en las observaciones de desplazamiento de fase. De hecho, en teoría, las ambigüedades pueden determinarse con una sola época de datos. Se prevé que la precisión del sistema modernizado se reduzca al nivel milimétrico. De hecho, se anticipa que las soluciones basadas en código estarán disponibles a nivel centimétrico. Se espera que la implementación completa de los sistemas GLONASS y Galileo mejore aún más estas capacidades. Esto proporcionará a los usuarios de posicionamiento satelital civil una determinación en tiempo real sin precedentes de la ubicación con alta precisión en cualquier lugar de la Tierra. El uso de satélites en la comunidad de topografía (geomática) ha seguido aumentando a medida que los costos de los sistemas han disminuido. Esta tecnología ha tenido y sin duda seguirá teniendo un impacto considerable en la forma en que se recopilan y procesan los datos. De hecho, a medida que se desarrollen las nuevas tecnologías satelitales, el uso de equipos topográficos convencionales disminuirá. Esto se debe a la facilidad, la velocidad y la precisión que ofrecen las tecnologías de posicionamiento satelital.

13 El nombre chino de su sistema es Beidou, que significa Osa Mayor. En los escritos en inglés sobre este sistema se utiliza el término brújula (Compass).

Como es la tendencia actual, el topógrafo (ingeniero geomático) necesitará menos tiempo de campo y dedicará más tiempo a analizar, gestionar y procesar los grandes volúmenes de datos que esta y otras tecnologías proporcionan. Quienes se dediquen a la topografía (geómica) en el futuro deberán tener conocimientos de gestión de la información e informática y ofrecerán a los clientes productos que actualmente no existen.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas con respuestas parciales en el Apéndice G.

13.1 Defina la línea de ábsides.

13.2 Describa brevemente las órbitas de los satélites GLONASS.

13.3 ¿Por qué un sistema de posicionamiento por satélite totalmente operativo está diseñado para tener al menos cuatro satélites visibles en todo momento?

13.4* Explique la función de los códigos de ruido pseudoaleatorio.

13.5 ¿Cuál es la función del Centro de Operaciones Espaciales Consolidado en el GPS?

13.6 Describa los tres segmentos del GPS.

13.7 Describa el contenido del mensaje de difusión del GPS.

13.8 ¿Qué es la protección contra la suplantación de identidad (anti-spoofing)?

13.9 ¿Qué errores afectan la precisión del posicionamiento por satélite?

13.10 Defina los términos «altura geodésica», «altura geoide» y «altura ortométrica». Incluya su relación entre sí.

13.11 Defina PDOP, HDOP y VDOP.

13.12 Defina WAAS y EGNOS.

13.13 ¿Cómo se puede eliminar el error de sesgo del reloj del receptor en las mediciones de fase de la portadora?

13.14 ¿Cómo se puede eliminar el error de sesgo del reloj del satélite en las mediciones de fase de la portadora?

13.15 ¿Qué es la diferenciación simple?

13.16 ¿Qué es la diferenciación doble?

13.17 Enumere y explique las efemérides.

13.18 Describa cómo se mide el tiempo de viaje de una señal GPS.

13.19 Si el HDOP durante un levantamiento es de 1,53 m y el UERE se estima en 1,65 m, ¿cuál es el error de posicionamiento horizontal del 95 %?

13.20 En el problema 13.19, si el VDOP es 3,3, ¿cuál es el error de posicionamiento puntual del 95% en altura geodésica?

13.21* ¿Cuáles son las coordenadas geocéntricas en metros de una estación que tiene latitud de 39°27'07,5894" N, longitud de 86°16'23,4907" O y altura de 203,245 m? (Utilice los parámetros del elipsoide WGS84).

13.22 Igual que el problema 13.21, pero con coordenadas geodésicas de 45°26'32,0489" N, longitud de 110°54'39,0646" O y altura de 335,204 m?

13.23 Igual que el problema 13.21, pero con coordenadas geodésicas de 28°47'06,0936" N, longitud de 75°52'35,0295" O y altura de 845,678 m.

13.24* ¿Cuáles son las coordenadas geodésicas en metros de una estación con coordenadas geocéntricas (136.153,995, -4.859.278,535, 4.115.642,695)? (Utilice los parámetros del elipsoide WGS84).

13.25 Igual que el problema 13.24, pero con coordenadas geocéntricas en metros:

(2.451.203,546, -4.056.568,907, 4.542.988,809)?

13.26 Igual que el problema 13.24, excepto que las coordenadas geocéntricas en metros son (566.685,776;

-4.911.654,896; -4.017.124,050)?

13.27 La altura determinada por GNSS de una estación es 588,648 m. La altura del geoide en el punto es -28,45 m.

13.28* La altura determinada por GNSS de una estación es 284,097 m. La altura del geoide en el punto es -30,052 m. ¿Cuál es la elevación del punto?

13.29 Igual que el problema 13.28, excepto que la altura es 64,684 m y la altura del geoide es

-28,968 m.

13.30* La elevación de un punto es 124,886 m. La altura del geoide del punto es -28,998 m.

¿Cuál es la altura geodésica del punto?

13.31 Igual que el problema 13.30, excepto que la elevación es 686,904 m y la altura del geoide es

-22,232 m.

13.32 La altura observada por GNSS de dos estaciones es 124,685 m y 89,969 m, y sus alturas ortométricas son 153,104 m y 118,386 m, respectivamente. Estas estaciones tienen
alturas del geoide derivadas del modelo de -28,454 m y -28,457 m, respectivamente. ¿Cuál es la altura ortométrica de una estación con una altura medida por GNSS de 105,968 m y una altura del geoide derivada del modelo de -28,453 m?

13.33 ¿Por qué se eliminan de la solución de posicionamiento los satélites con una elevación inferior a 10° sobre el horizonte?

13.34 Investiga el sistema de posicionamiento por satélite chino conocido como Compass y prepara un informe escrito sobre el sistema.

13.35 Crea un programa informático que convierta coordenadas geocéntricas a coordenadas geodésicas.

13.36 Crea un programa informático que convierta coordenadas geodésicas a coordenadas geodésicas.

13.37 Busca al menos dos sitios web que describan el funcionamiento del GPS. Resume el contenido de cada sitio.

BIBLIOGRAFÍA

Dodo, J. D., M. N. Kamarudin, and M. H. Yahya. 2008. "The Effect of Tropospheric Delay on GPS Height Differences along the Equator." *Surveying and Land Information Science* 68 (No. 3): 145.

Hofmann-Wellenhof, B., et al. 2004. *GPS Theory and Practice* 5th Ed. New York: Springer-Verlag.

Martin, D. J. 2003. "Around and Around with Orbits." *Professional Surveyor* 23 (No. 6): 50.

———. 2003. "Reaching New Heights in GPS, Part 3." *Professional Surveyor* 23 (No. 4): 42.

Reilly, J. 2003. "On Galileo, the European Satellite Navigation System." *Point of Beginning* 28 (No. 12): 46.

———. 2003. "On Geoid Models." *Point of Beginning* 29 (No. 12): 50.

Snay, R., et al. 2002. "GPS Precision with Carrier Phase Observations: Does Distance and/or Time Matter?" *Professional Surveyor* 22 (No. 10): 20.

Vittorini, L. D. and B. Robinson. 2003. "Optimizing Indoor GPS Performance." *GPS World* 14 (No. 11): 40.

■ 14.1 INTRODUCCIÓN

Muchos factores pueden influir en el éxito final de un levantamiento satelital. Además, existen diversos enfoques en cuanto al equipo utilizado y los procedimientos a seguir. Debido a estas variables, los levantamientos satelitales deben planificarse cuidadosamente antes de su ejecución en campo. Los proyectos pequeños de baja precisión pueden no requerir mucha planificación previa, más allá de la selección de los emplazamientos de los receptores y asegurarse de que estén libres de obstrucciones aéreas. Por otro lado, los proyectos de gran envergadura que deben ejecutarse con un alto grado de precisión requerirán una extensa planificación previa para aumentar la probabilidad de éxito del levantamiento. Por ejemplo, un levantamiento para establecer el control de un proyecto de transporte público urbano rápido exigirá la máxima atención en la selección del personal, el equipo y los emplazamientos de los receptores. También será necesario realizar una visita previa al levantamiento para localizar el control existente e identificar posibles obstrucciones aéreas que podrían interferir con las señales satelitales entrantes en todos los emplazamientos de receptores propuestos. Además, se debe realizar un pre-análisis cuidadoso para planificar los tiempos óptimos de las sesiones de observación 1, la duración de las mismas y desarrollar un plan para su ejecución ordenada. El proyecto probablemente requerirá comunicaciones terrestres para coordinar las actividades de levantamiento, un análisis de transporte para asegurar itinerarios razonables para la ejecución del levantamiento e instalación de mojones para marcar permanentemente los nuevos puntos que se ubicarán en el levantamiento. La consideración de estos factores, y otros, en la planificación y ejecución de proyectos GNSS son los temas de este capítulo.

1 Una sesión de observación se refiere al período de tiempo durante el cual todos los receptores empleados en un proyecto se encuentran instalados en estaciones designadas y reciben simultáneamente señales satelitales.

Al finalizar una sesión, generalmente se trasladan todos los receptores, excepto uno, a estaciones diferentes y se inicia otra sesión de observación. Las sesiones continúan hasta que se completan todas las observaciones planificadas del proyecto.

Los receptores basados en códigos se utilizan para el posicionamiento en todos los ámbitos de la vida. Los topógrafos pueden utilizarlos para recopilar detalles en situaciones que no requieren la precisión típica de un levantamiento topográfico. Algunos ejemplos son la ubicación aproximada de hitos, ya sean linderos o de otro tipo, para facilitar su posterior reubicación, la recopilación de datos para actualizar mapas a pequeña escala en un sistema de información geográfica (SIG; véase el capítulo 28) y la navegación a hitos que forman parte del Sistema Nacional de Referencia Espacial (véase el capítulo 19). El uso de receptores basados en códigos en aplicaciones no topográficas incluye el seguimiento de vehículos en el transporte. La industria naviera utiliza receptores basados en códigos para la navegación. Asimismo, los topógrafos pueden utilizar las funciones de navegación de un receptor basado en códigos

para localizar hitos de control u otros elementos cuyas coordenadas geodésicas se conocen. Dado que el uso de receptores basados en códigos es tan amplio y trasciende el ámbito de la comunidad topográfica, sus usos no se abordarán en detalle en este libro. Este capítulo se centra en el uso de receptores de desplazamiento de fase de la portadora y de técnicas de posicionamiento relativo. Esta combinación puede proporcionar el máximo nivel de precisión para determinar la posición de los puntos y, por lo tanto, es el enfoque preferido en aplicaciones topográficas (geomática). Sin embargo, como se señaló en el Capítulo 13, la precisión de un levantamiento también depende de varias variables adicionales. Una importante es el tipo de receptor de fase de la portadora utilizado. Como se señaló en el Capítulo 13, existen varios tipos: receptores GNSS, que pueden utilizar las múltiples señales disponibles de varias constelaciones diferentes; receptores de doble frecuencia, que pueden observar y procesar las múltiples señales de la constelación GPS; y receptores de una sola frecuencia, que sólo pueden observar la banda L1. En levantamientos precisos, se prefieren los receptores GNSS y de doble frecuencia por varias razones: pueden

(a) recopilar los datos necesarios con mayor rapidez;

(b) observar líneas de base más largas con mayor precisión; y

(c) eliminar ciertos errores, como la refracción ionosférica, y, por lo tanto, obtener una mayor precisión posicional.

Los receptores también varían según el número de canales. Esto determina la cantidad de satélites que pueden rastrear simultáneamente.

Como mínimo, los receptores de desplazamiento de fase de la portadora deben tener al menos cuatro canales, pero algunos son capaces de rastrear hasta 30 satélites de las constelaciones GPS, GLONASS y Galileo simultáneamente utilizando múltiples bandas de frecuencia, lo que resulta en más de 60 canales. Estos receptores proporcionan mayor precisión debido al mayor número de satélites y a la mayor resistencia de la geometría satelital.

Otras variables importantes que influyen en la precisión de un levantamiento estático incluyen

(1) la precisión de la(s) estación(es) de referencia a la(s) que se vinculará(n),

(2) el número de satélites visibles durante el levantamiento,

(3) la geometría de los satélites durante las sesiones de observación,

(4) las condiciones atmosféricas durante las observaciones,

(5) la duración de las sesiones de observación,

(6) el número y la naturaleza de las obstrucciones en las estaciones receptoras propuestas,

(7) el número de observaciones redundantes realizadas durante el levantamiento y

(8) el método de reducción utilizado por el software.

Algunos de estos factores escapan al control del topógrafo (ingeniero geomático), por lo que es imperativo realizar comprobaciones observacionales. Estas son posibles gracias a las observaciones redundantes. Este capítulo abordará estas comprobaciones.

El uso de satélites para tipos específicos de levantamientos, por ejemplo, levantamientos de construcción, levantamientos topográficos, levantamientos fotogramétricos, etc., se aborda en capítulos posteriores de este texto. En la Figura 14.1 se muestra una unidad GPS utilizada para un levantamiento topográfico de replanteo de construcción. El uso de receptores satelitales para levantamientos topográficos se describe en la Sección 17.9.5.

Figura 14.1
Receptor GPS utilizado en replanteo de obras. (Cortesía de Ashtech, LLC.)

■ 14.2 PROCEDIMIENTOS DE CAMPO EN LEVANTAMIENTOS POR SATÉLITE

En la práctica, los procedimientos de campo empleados en los levantamientos dependen de las capacidades de los receptores y del tipo de levantamiento. Algunos procedimientos de campo específicos que se utilizan actualmente en levantamientos incluyen los métodos estático, estático rápido, pseudocinemático y cinemático. Estos se describen en las subsecciones siguientes. Todos se basan en mediciones de desplazamiento de fase de la portadora y emplean técnicas de posicionamiento relativo (véase la Sección 13.9); es decir, dos (o más) receptores, que ocupan estaciones diferentes y realizan observaciones simultáneas a varios satélites. El vector (distancia) entre receptores se denomina línea base, como se describe en la Sección 13.9, y sus componentes de diferencia de coordenadas ΔX, ΔY y ΔZ (en el sistema de coordenadas geocéntricas descrito en la Sección 13.4.2) se calculan como resultado de las observaciones.

14.2.1 POSICIONAMIENTO RELATIVO ESTÁTICO

Para lograr la máxima precisión, por ejemplo, en levantamientos de control geodésico, se utilizan procedimientos de levantamiento estático. En este procedimiento, se emplean dos o más receptores. El proceso comienza con un receptor (denominado receptor base) ubicado en una estación de control existente, mientras que los receptores restantes (denominados receptores móviles) ocupan estaciones con coordenadas desconocidas. Para la primera sesión de observación, se realizan observaciones simultáneas desde todas las estaciones a cuatro o más satélites durante un período de una hora o más, dependiendo de la longitud de la línea base.

(Las líneas base más largas requieren mayores tiempos de observación). Excepto uno, todos los receptores pueden moverse al finalizar la primera sesión. El receptor restante sirve ahora como estación base para la siguiente sesión de observación. Puede seleccionarse de cualquiera de los receptores utilizados en la primera sesión de observación. Al finalizar la segunda sesión, el proceso se repite hasta que todas las estaciones estén ocupadas, y las líneas base observadas forman figuras geométricamente cerradas. Como se explica en la Sección 14.5, para fines de verificación, se deben realizar algunas observaciones repetidas de la línea base durante el proceso de levantamiento.

El valor de la tasa de época[2] en un levantamiento estático debe ser el mismo para todos los receptores durante el levantamiento. Normalmente, esta tasa se establece en 15 segundos para minimizar el número de observaciones y, por lo tanto, los requisitos de almacenamiento de datos. La mayoría de los receptores tienen memoria interna o están conectados a controladores con memoria interna para almacenar los datos observados. Una vez completadas todas las observaciones, los datos se transfieren a una computadora para su pos procesamiento. El receptor que se muestra en la Figura 14.2 tiene una tarjeta PCMCIA para descargar datos de campo (véase la Sección 2.12).

Las precisiones relativas con posicionamiento relativo estático son de aproximadamente ±(3 a 5 mm + 1 ppm). Las duraciones típicas de las sesiones de observación utilizando esta técnica, tanto con receptores de frecuencia única como de frecuencia dual, se muestran en la Tabla 14.1.

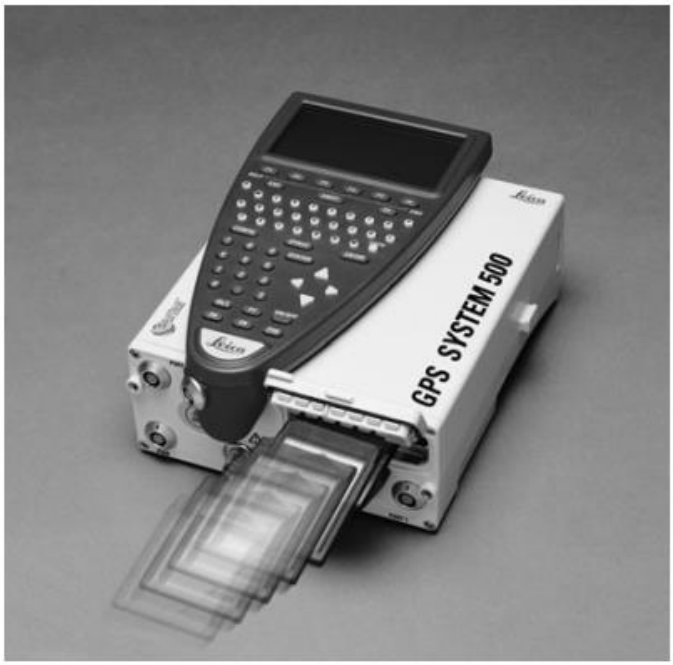


Figura 14.2
Sistema GPS LEICA 500 con tarjeta PCMCIA. (Cortesía de Leica Geosystems AG).

TABLA 14.1 Duración Típica de las Sesiones para Diversos Métodos de Observación

Método de Levantamiento Topográfico	Frecuencia Única	Frecuencia Doble
Estática	30 min + 3 min/km	20 min + 2 min/km
Estática Rápida	20 min + 2 min/km	10 min + 1 min/km

2 Los satélites GPS transmiten señales continuamente, pero si los receptores las recopilaran continuamente, el volumen de datos y, por consiguiente, los requisitos de almacenamiento serían abrumadores. Por lo tanto, los receptores están configurados para recopilar muestras de datos en un intervalo de tiempo determinado, denominado frecuencia de época.

14.2.2 Posicionamiento Relativo Estático Rápido

Este procedimiento es similar al levantamiento estático, excepto que un receptor permanece siempre en una estación de control mientras los demás se desplazan progresivamente de un punto desconocido al siguiente. Se realiza una sesión de observación para cada punto, pero las sesiones son más cortas que con el método estático. La Tabla 14.1 también muestra las duraciones de sesión sugeridas para receptores de frecuencia única y doble. El procedimiento estático rápido es adecuado para observar líneas de base de hasta 20 km de longitud en buenas condiciones de observación. El posicionamiento relativo estático rápido también puede producir precisiones del orden de aproximadamente ±(3 a 5 mm + 1 ppm). Sin embargo, para lograr estas precisiones, deben existir configuraciones satelitales óptimas (buena PDOP) y condiciones ionosféricas favorables. Este método es ideal para levantamientos de control pequeños. Al igual que con los levantamientos estáticos, todos los receptores deben configurarse para recopilar datos a la misma frecuencia de época. Normalmente, la frecuencia de época se establece en 5 segundos con este método.

14.2.3 LEVANTAMIENTOS PSEUDOCINEMÁTICOS

Este procedimiento también se conoce como método intermitente o de reocupación y, al igual que los demás métodos estáticos, requiere un mínimo de dos receptores. En el levantamiento pseudocinemático, el receptor base permanece siempre en una estación de control, mientras que el móvil se desplaza a cada punto de posición desconocida. Se realizan dos sesiones de observación relativamente cortas (de unos 5 minutos de duración cada una) con el móvil en cada estación. El lapso de tiempo entre la primera sesión en una estación y la sesión de repetición debe ser de aproximadamente una hora. Esto produce un aumento en la fuerza geométrica de las observaciones debido al cambio

en la geometría del satélite que se produce a lo largo del período de tiempo. Los procedimientos de reducción son similares a los descritos en la Sección 13.9 y la precisión se aproxima a la del levantamiento estático.
Una desventaja de este método, en comparación con otros métodos estáticos, es la necesidad de volver a visitar las estaciones. Este procedimiento requiere una planificación cuidadosa previa al levantamiento para garantizar que se disponga de tiempo suficiente para la revisión del sitio y para lograr el plan de viaje más eficiente. Los levantamientos pseudocinemáticos son más apropiados cuando los puntos a levantar se encuentran a lo largo de una carretera y se puede lograr fácilmente un desplazamiento rápido de un sitio a otro. Durante el desplazamiento, el receptor puede apagarse. Algunos proyectos para los que los levantamientos pseudocinemáticos pueden ser apropiados incluyen levantamientos de alineación (véanse los capítulos 24 y 25), levantamientos de fotocontrol (véase el capítulo 27), levantamientos de control de orden inferior y levantamientos mineros. Sin embargo, dada la velocidad y precisión de los levantamientos cinemáticos, este procedimiento rara vez se utiliza en la práctica.

14.2.4 LEVANTAMIENTOS CINEMÁTICOS

Como su nombre lo indica, durante los levantamientos cinemáticos, un receptor, el móvil, puede estar en movimiento continuo. Este es el método de levantamiento más productivo, pero también el menos preciso. La precisión de un levantamiento cinemático suele estar en el rango de ±(1 a 2 cm + 2 ppm). Esta precisión es suficiente para muchos tipos de levantamientos y, por lo tanto, es el método más común. Los métodos cinemáticos son aplicables a cualquier tipo de levantamiento que requiera la localización de muchos puntos, lo que los hace muy apropiados para la mayoría de los levantamientos topográficos y de construcción. También son excelentes para levantamiento dinámico, es decir, donde la estación de observación está en movimiento. El alcance de un levantamiento cinemático suele limitarse al alcance de transmisión de la radio base. Sin embargo, las redes en tiempo real han hecho posible los levantamientos cinemáticos en extensas regiones. El capítulo 15 explora con mayor detalle los procedimientos utilizados en el levantamiento cinemático. El resto de este capítulo se dedica a los métodos de levantamiento estático.

■ 14.3 PLANIFICACIÓN DE LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS POR SATÉLITE

Como se mencionó anteriormente, los levantamientos pequeños generalmente no requieren mucha planificación. Sin embargo, para proyectos grandes y levantamientos de mayor precisión, la planificación es un componente crucial para obtener resultados exitosos. Las subsecciones siguientes abordan diversos aspectos de la planificación, con énfasis en los levantamientos de control.

14.3.1 CONSIDERACIONES PRELIMINARES

Todos los nuevos proyectos de topografía de alta precisión que emplean técnicas de posicionamiento relativo deben estar vinculados a los puntos de control existentes cercanos. Por lo tanto, una de las primeras cosas que se deben hacer al planificar un nuevo proyecto es obtener información sobre la disponibilidad de estaciones de control existentes cerca del área del proyecto. Para fines de planificación, estas deben ubicarse correctamente en un mapa existente o en fotografías aéreas del área.
Otro factor importante que debe abordarse en las etapas preliminares de la planificación de proyectos es la selección de la ubicación de las nuevas estaciones. Por supuesto, deben elegirse de forma que cumplan con el objetivo general del proyecto. Pero además, se deben considerar el terreno, la vegetación y otros factores en su selección. De ser posible, deben ser razonablemente accesibles para los vehículos terrestres o aéreos que se utilizarán para transportar el equipo de levantamiento. Las estaciones pueden estar algo alejadas de los puntos de acceso vehicular, ya que los componentes del equipo son relativamente pequeños y portátiles. Además, la antena receptora es el único componente del equipo que debe estar centrado con precisión sobre la estación terrestre. Es fácil de transportar a mano y, cuando sea posible, puede separarse de los demás componentes mediante un cable, como se muestra en la Figura 14.3. Una vez seleccionadas las ubicaciones preliminares de las estaciones, estas deben trazarse en el mapa o en una foto aérea del área.
Otro factor a considerar en la selección de la estación es garantizar una vista aérea libre de obstrucciones. Esto se conoce como restricciones de dosel. Las restricciones de dosel pueden bloquear las señales satelitales, reduciendo así las observaciones y posiblemente afectando negativamente la geometría del satélite. Como mínimo, se recomienda que la visibilidad sea clara en todas las direcciones desde un ángulo de máscara (ángulo de altitud) de 10° a 20° desde el horizonte. En algunos casos, una ubicación cuidadosa de las estaciones permitirá cumplir este criterio de visibilidad sin dificultad; en otras situaciones, puede ser necesario despejar el área alrededor de las estaciones. Además, como se explica en la Sección 13.6.3, al visitar cada sitio también se deben identificar las posibles fuentes que pueden causar interferencias y errores de trayectoria múltiple.

Seleccionar ventanas de observación adecuadas es otra actividad importante en la planificación de los estudios. Esto consiste en determinar qué satélites serán visibles desde una estación terrestre o área de proyecto determinada durante una observación propuesta.

Figura 14.3
Antena GPS conectada con cables a la unidad de control. (Cortesía de Trimble).

Para facilitar esta actividad, se pueden predeterminar los ángulos de azimut y elevación de cada satélite visible utilizando datos del almanaque para las horas dentro del período de observación planificado. La información informática necesaria, además de la fecha y hora de la observación, incluye la latitud y longitud aproximadas de la estación y un almanaque satelital relativamente actualizado. Además, se debe verificar la meteorología espacial para detectar posibles tormentas solares durante los períodos de ocupación. Se deben evitar los días en que la actividad de tormentas de radiación solar se clasifique de fuerte a extrema. La Sección 15.2 analiza en detalle los efectos de la meteorología espacial en los levantamientos GNSS.

Para facilitar la selección de ventanas de observación adecuadas, se puede aplicar un gráfico de disponibilidad de satélites, como se muestra en la Figura 14.4. La parte sombreada de este diagrama muestra el número de satélites visibles desde la estación PSU1, cuya posición es 41°18'00,00" de latitud N y 76°00'00,40" de longitud O. El diagrama es aplicable al 4 de agosto de 1999, entre las 8:00 y las 17:00 EDT. Se ha utilizado un ángulo de máscara de 15°. Además de mostrar el número de satélites visibles, las líneas que recorren el gráfico representan la PDOP, la HDOP y la VDOP previstas (véase la Sección 13.6.4) para este período. Cabe señalar que, para el día mostrado en la Figura 14.4, sólo dos períodos cortos son inaceptables para la recopilación de datos.

Los picos de DOP se producen entre las 8:02 y las 8:12, cuando sólo cuatro satélites están por encima del ángulo de máscara del horizonte, y entre las 13:45 y las 14:00, cuando tanto el VDOP como el PDOP son inaceptables debido a la geometría débil del satélite. Sin embargo, durante este último período, el HDOP es aceptable, lo que indica que aún se podría realizar un estudio de control horizontal. Cabe destacar también que uno de los mejores momentos para la recopilación de datos es entre las 10:40 y las 11:30, cuando el PDOP es inferior a 2, ya que 9 satélites son visibles durante ese tiempo. Sin embargo, si el receptor tiene menos de 9 canales, se debe modificar el gráfico de disponibilidad de satélites desactivando algunos de los satélites utilizables o aumentando el ángulo de máscara.

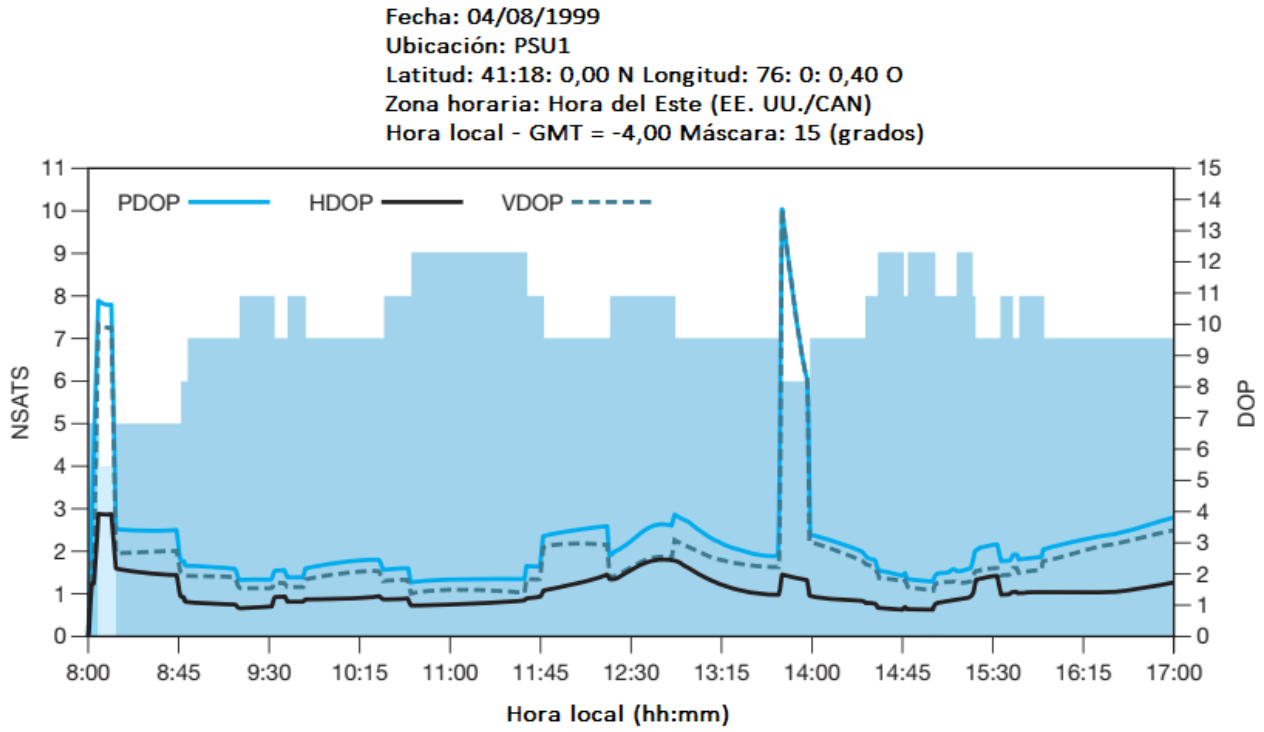


Figura 14.4 Gráfico de disponibilidad de satélites.

La visibilidad satelital en cualquier estación se investiga fácil y rápidamente mediante un gráfico del cielo (gráficos celestes). Estos gráficos proporcionan una representación gráfica de los acimuts y elevaciones de los satélites visibles desde una ubicación determinada. Como se ilustra en las Figuras 14.5(a) y (b), los gráficos celestes consisten en una serie de círculos concéntricos. La circunferencia del círculo exterior está graduada de 0° a 360° para representar los acimuts de los satélites. Cada círculo concéntrico sucesivo que avanza hacia el centro representa un incremento en el ángulo de elevación, con el punto del radio correspondiente al cenit.

Para cada satélite, el número PRN se traza junto a su primer punto de datos, que es su ubicación para la hora de inicio seleccionada del estudio. A continuación, se conectan arcos con las sucesivas posiciones trazadas para los incrementos de tiempo dados después de la hora inicial.

De este modo, se muestran las trayectorias de los satélites visibles en el cielo. Los gráficos celestes son valiosos en la planificación de estudios porque permiten a los operadores visualizar rápidamente no solo la cantidad de satélites disponibles durante un período de observación planificado, sino también su distribución geométrica en el cielo.

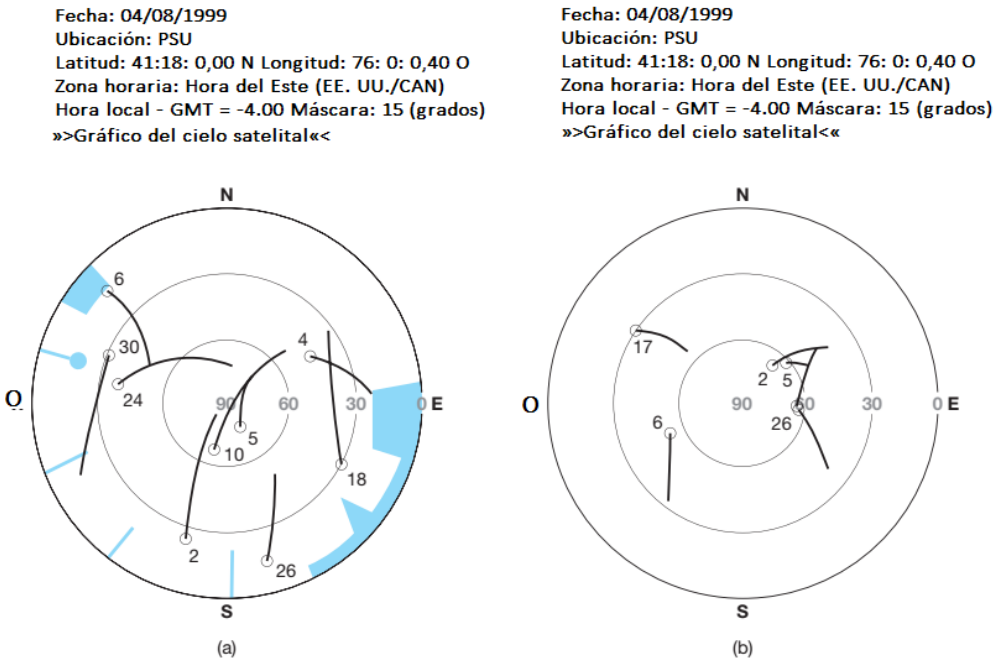


Figura 14.5. Gráficos del cielo de la estación PSU1 el 4 de agosto de 1999. El gráfico (a) muestra los objetos obstructores alrededor de la estación de las 10:00 a las 12:00. El gráfico (b) muestra la geometría débil del satélite de las 13:30 a las 14:00.

En la planificación del proyecto, las elevaciones y acimuts de las obstrucciones verticales cercanas a la estación pueden superponerse al diagrama del cielo para formar diagramas de obstrucciones. El diagrama mostrará si los satélites cruciales son eliminados por las obstrucciones y también indicará los mejores momentos para ocupar la estación y evitarlas. Como se muestra en la Figura 14.5(a), un edificio oscurecerá brevemente el satélite 6 durante el período mostrado. Tenga en cuenta también que las señales del satélite 30 experimentarán una breve interrupción causada por la presencia de un poste cercano más adelante en la sesión, y que el satélite 4 se perderá cerca del final de la sesión debido a un edificio cercano. Ninguna de estas obstrucciones parece ser crítica para la sesión.

El análisis de las obstrucciones del cielo y la geometría de los satélites es importante para obtener la máxima precisión en los levantamientos. Recuerde de la Sección 13.6.4 que las observaciones deben realizarse en grupos de cuatro o más satélites ampliamente espaciados que formen una fuerte intersección geométrica en la estación de observación. Esta condición se ilustra en las Figuras 13.11(b) y 14.5(a). En la medida de lo posible, se debe evitar una geometría más débil, como se muestra en las Figuras 13.11(a) y 14.5(b), ya que resultará en una menor precisión. Los picos de PDOP y VDOP que se muestran en la Figura 14.4 entre las 13:45 y las 14:00 se deben a la distribución muy agrupada de los satélites, como se muestra en la Figura 14.5(b).

Es importante tener en cuenta que los tiempos óptimos de observación se repetirán 4 minutos antes cada día posterior a la sesión de planificación. Es decir, en la Figura 14.4, el mismo gráfico de visibilidad satelital se aplicará para el período de 7:56 a 16:56 del 5 de agosto, y de 7:52 a 16:52 del 6 de agosto, etc. Por supuesto, los períodos de baja PDOP también se desplazarán 4 minutos cada día. Este desplazamiento se debe a que los días siderales son aproximadamente 4 minutos más cortos que los días solares. Los receptores modernos, con sus microprocesadores integrados, pueden derivar gráficos del cielo, calcular valores de PDOP sobre el terreno y mostrar los resultados en sus pantallas.

14.3.2 SELECCIÓN DEL MÉTODO DE LEVANTAMIENTO ADECUADO

Como se explicó en la Sección 14.2, existen varios métodos para realizar un levantamiento. Cada método presenta requisitos de procedimiento específicos para el personal de campo. En levantamientos de alta precisión que involucran líneas base extensas, el método de levantamiento estático con receptores GNSS es la mejor solución.
Sin embargo, en levantamientos típicos limitados a áreas pequeñas, un receptor de una sola frecuencia que utilice métodos rápidos de levantamiento estático, pseudocinemático o cinemático (véase el Capítulo 15) puede ser suficiente. Debido a la variabilidad en los requisitos y restricciones de los levantamientos, la selección del método de levantamiento adecuado depende del

(1) nivel de precisión deseado en las coordenadas finales,
(2) uso previsto del levantamiento,
(3) tipo de equipo disponible para el levantamiento,
(4) tamaño del levantamiento,
(5) condiciones locales del dosel y otras condiciones para el levantamiento, y
(6) software disponible para reducir los datos.

Rara vez existe un único método para realizar el trabajo.
Los receptores GNSS reducirán el tiempo requerido en cada estación en un levantamiento estático debido al mayor número de satélites visibles y a la geometría mejorada de los satélites. La Figura 14.6 es un diagrama esquemático que categoriza los diversos métodos de levantamiento. Tradicionalmente, la comunidad topográfica ha utilizado los que se muestran en el lado izquierdo del diagrama. La selección del método de estudio adecuado depende del

(1) nivel de precisión deseado en las coordenadas finales,
(2) uso previsto del estudio, (
3) tipo de equipo disponible para el estudio,
(4) tamaño del estudio,
(5) dosel y otras condiciones locales para el estudio, y
(6) software disponible para reducir los datos.

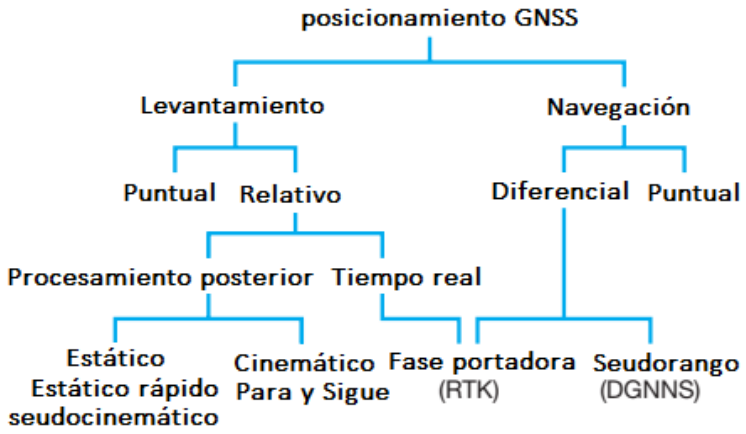


Figura 14.6
Esquema que representa los métodos de posicionamiento GNSS.

Para levantamientos cartográficos o de inventario donde la precisión de centímetros a submétricos es suficiente, los receptores basados en códigos o un levantamiento RTK (ver Capítulo 15) pueden proporcionar el producto más económico. Sin embargo, si el área a ser cartografiada tiene varias obstrucciones aéreas, puede que sólo sea posible usar uno de los procedimientos de levantamiento estático para llevar el control a la región y hacer un levantamiento cinemático limitado en áreas pequeñas donde se disponga de vistas aéreas claras de los satélites. Reconociendo esto, muchos fabricantes han desarrollado equipos que permiten al topógrafo (ingeniero geomático) cambiar entre un receptor y un instrumento de estación total (ver Capítulo 8) usando el mismo colector de datos o controlador de levantamiento. Esta capacidad es útil en áreas donde los levantamientos GNSS no son prácticos. Una discusión más profunda sobre este tema se presentará en el Capítulo 17. Las restricciones en el uso de los levantamientos GNSS debido a las restricciones del dosel se reducirán en gran medida cuando se disponga de constelaciones GNSS modernizadas. El enfoque preferido para realizar levantamientos de control de alta precisión es el método estático. A menudo, una combinación de los métodos estáticos proporcionará los resultados más económicos para proyectos grandes. Como ejemplo, se puede utilizar un estudio estático para traer una red dispersa de control preciso a un área de proyecto. Esto podría ser seguido por un estudio estático rápido para densificar el control. Finalmente, se podría utilizar un estudio cinemático para establecer el control a lo largo de alineaciones específicas. En áreas más pequeñas con condiciones de visualización favorables, el mejor método para el estudio puede ser simplemente los métodos estáticos o cinemáticos rápidos. El equipo, el software y la experiencia disponibles a menudo dictan el método de estudio de elección. El NGS proporciona el Servicio de Usuario de Posicionamiento en Línea (OPUS). Cuando se utiliza este servicio con un estudio cinemático postprocesado, la estación base no tiene que estar posicionada sobre un punto con coordenadas conocidas. Sin embargo, para que este servicio logre su máxima precisión, la estación base debe recopilar datos continuamente durante un mínimo de 2 h. Sin embargo, si se utilizan receptores de doble frecuencia o GNSS en el levantamiento, el NGS proporciona un servicio OPUS estático rápido que determinará la posición de un receptor con tan solo 15 minutos de datos. La inicialización del receptor móvil se obtiene utilizando el método de resolución de ambigüedades sobre la marcha. Después de la inicialización, el receptor móvil puede continuar con el levantamiento. Antes del postprocesamiento de los datos del receptor móvil, el archivo de observación RINEX de la estación base se envía al NGS para su procesamiento a través de Internet. En cuestión de minutos, OPUS devuelve las coordenadas de la estación base utilizando los datos de tres estaciones CORS cercanas. Este procedimiento elimina la necesidad de una estación base conocida inicial.

14.3.3 RECONOCIMIENTO DE CAMPO

Una vez que se hayan ubicado en papel los puntos de control cercanos existentes y las nuevas estaciones, se debe realizar un viaje de reconocimiento al campo para verificar los sitios de observación seleccionados en busca de
(1) obstrucciones aéreas que se eleven por encima de 10° a 15° desde el horizonte,
(2) superficies reflectantes que puedan causar trayectorias múltiples,
(3) instalaciones eléctricas cercanas que puedan interferir con la señal del satélite y
(4) otros problemas potenciales.

Si el reconocimiento revela que las ubicaciones de las estaciones seleccionadas preliminarmente no son satisfactorias, se deben realizar ajustes en sus posiciones. Para las estaciones de control existentes que se utilizarán en el estudio, se pueden establecer conexiones con estaciones permanentes cercanas de objetos, se deberán crear objetos, así como fotografías o calcos 3 de las tapas de los hitos. Estos elementos ayudarán a los equipos a localizar las estaciones más tarde durante el estudio, reducir la cantidad de tiempo empleado en cada estación y minimizar las identificaciones

erróneas de las estaciones. Los servicios web como GOOGLE EARTH a menudo se pueden utilizar para tomar una decisión preliminar sobre la idoneidad de un sitio para la ocupación por un receptor GNSS. Sin embargo, una visita al sitio es el único método para confirmar su idoneidad. Una vez que se han seleccionado los sitios finales para las nuevas estaciones, se deben establecer los hitos permanentes y también documentar las posiciones de estas estaciones con vínculos a objetos, fotos y calcos cercanos. En este momento, se puede preparar un gráfico preciso del horizonte de cualquier obstrucción circundante y registrar las direcciones de la carretera y los tiempos de conducción aproximados entre las estaciones. Hay varios servicios web que se pueden utilizar para obtener los tiempos de conducción y las direcciones entre estaciones. Una valiosa ayuda para identificar las ubicaciones de las estaciones es el uso de un receptor basado en código. Estos dispositivos económicos determinarán las coordenadas geodésicas de las estaciones con la precisión suficiente para permitir trazarlas en un mapa, la navegación a la estación y la planificación del proyecto.

14.3.4 DESARROLLO DE UN ESQUEMA DE OBSERVACIÓN

Para proyectos topográficos, especialmente aquellos que emplean posicionamiento relativo y se aplican en topografía de control, una vez que se han ubicado los puntos de control cercanos existentes y se han establecido las nuevas estaciones, estas y las observaciones que se realizarán comprenden lo que se denomina una red. Dependiendo de la naturaleza del proyecto y la extensión del levantamiento, la red puede variar desde sólo unas pocas estaciones hasta configuraciones muy grandes y complicadas. La Figura 14.7 ilustra una red pequeña que consta de sólo dos puntos de control existentes y cuatro estaciones nuevas. Después de establecer las estaciones, se desarrolla un esquema de observación para realizar el trabajo. El esquema consiste en una secuencia planificada de observaciones y sesiones que logren los objetivos de la encuesta de la manera más eficiente.

Distacias aprox.

Línea	Longitud (Km)
AB	17 (entre 2 puntos de control)
AC	13
AE	7
AF	7
BC	11
BD	11
BF	11
FC	11
FE	7
FD	9
ED	9
CD	18

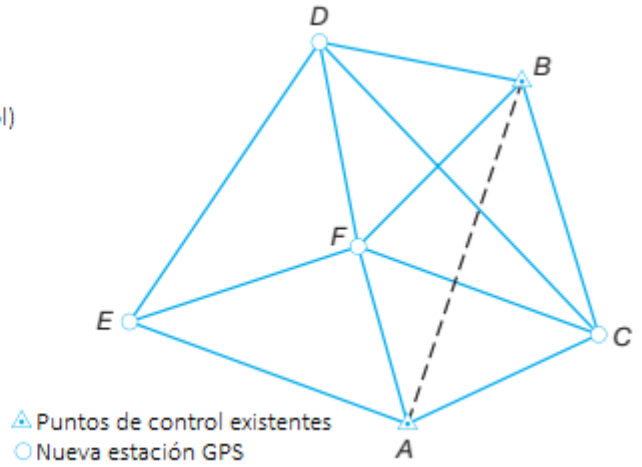


Figura 14.7
Una Red GNSS

3 Los hitos utilizados para marcar estaciones suelen tener tapas metálicas (a menudo de latón) que indican el nombre del punto y otra información sobre la estación. Esta información está estampada en la tapa. Al colocar un trozo de papel directamente sobre la tapa y frotar la superficie con el lateral de la mina de un lápiz, se obtiene una impresión de la tapa. Esto ayuda a eliminar errores en la identificación de la estación.

Como mínimo, debe garantizar que cada estación de la red esté conectada con al menos otra estación mediante una línea base no trivial (también llamada independiente). (Las líneas base no triviales se describen en el siguiente párrafo). Sin embargo, el plan también debe incluir algunas observaciones redundantes (es decir, observaciones de línea base entre estaciones de control existentes, múltiples ocupaciones de estaciones y observaciones repetidas de ciertas líneas base) que se utilizarán con fines de verificación y para mejorar la precisión y la fiabilidad del trabajo. La precisión deseada es el factor principal que determina el número y el tipo de observaciones redundantes. El Subcomité Federal de Control Geodético (FGCS) ha desarrollado un conjunto de normas y especificaciones para el posicionamiento relativo GPS (véase la Sección 14.5.1) que especifican el número y los tipos de observaciones redundantes necesarias para los órdenes de precisión AA, A, B y C. Generalmente, en proyectos más grandes y de alta precisión, estas normas y especificaciones, u otras similares, rigen la realización del trabajo de levantamiento topográfico y deben seguirse cuidadosamente.

En el posicionamiento relativo, para cualquier sesión de observación, el número de líneas de base no triviales medidas es uno menos que el número de receptores utilizados en la sesión o

$$b = n - 1 \qquad \textbf{(14.1a)}$$

Donde *b* es el número de líneas base no triviales y *n* es el número de receptores empleados en la sesión. Cuando sólo se utilizan dos receptores en una sesión, sólo se observa una línea base, que es no trivial. Si se utilizan más de dos receptores, se obtendrán líneas base tanto no triviales como triviales (dependientes). El número total de líneas base se puede calcular como

$$T = \frac{n(n-1)}{2} \qquad \textbf{(14.1b)}$$

donde T es el número total de líneas base posibles y *n* es como se definió previamente. El número de líneas base triviales es

$$t = \frac{(n-1)(n-2)}{2} \qquad \textbf{(14.1c)}$$

Donde *t* es el número total de líneas base triviales. Para diferenciar estos dos tipos de líneas base y comprender cómo se producen, consulte la Figura 14.8. En esta figura, se muestra una sesión de observación con tres receptores A, B y C que observan cuatro satélites 1, 2, 3 y 4. Los seudorrangos 1A, 1B, 2A, 2B, 3A, 3B, 4A y 4B se emplean para calcular el vector de línea base AB. También se utilizan los pseudorrangos 1B, 1C, 2B, 2C, 3B, 3C, 4B y 4C para calcular el vector de línea base 5C. Por lo tanto, todos los seudorrangos posibles en este ejemplo se han utilizado para calcular las líneas base AB y BC, y el cálculo de la línea base CA sería redundante; es decir, se basaría en observaciones ya utilizadas. En este ejemplo, las líneas base AB y BC se consideran no triviales y CA triviales. Esto se refuerza con el hecho de que la suma de los vectores AB y BC dará como resultado el vector CA, lo que demuestra su dependencia matemática. Sin embargo, la selección de la línea base trivial es arbitraria; es decir, se podría seleccionar AB, BC o AC como línea base trivial, dependiendo de cuáles dos líneas base se seleccionaron como no triviales. Si se utilizan cuatro receptores en una sesión, se obtendrán seis líneas base: tres no triviales y tres triviales. Los estudiantes deben verificar esto con un boceto. Para cumplir con los estándares de precisión, sólo se pueden considerar líneas de base no triviales, por lo que es importante distinguirlas.

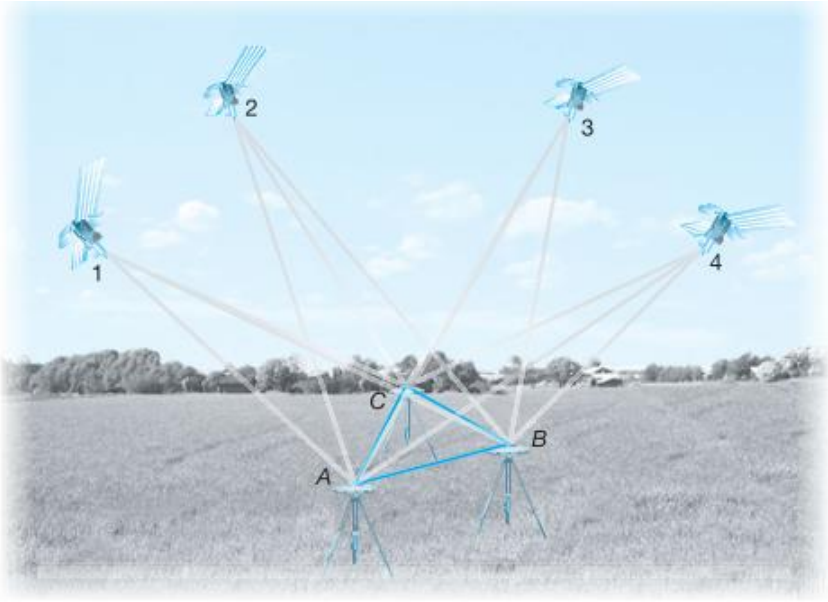


Figura 14.8
Sesión de observación GNSS con tres receptores. En el caso mostrado, AB y BC se consideran líneas base no triviales. Por lo tanto, AC es una línea base trivial.

Siempre que sea posible, se debe observar al menos una línea base entre los puntos de control existentes de mayor precisión para cada par de receptores utilizado en un proyecto, para comprobar el rendimiento del equipo y la fiabilidad del control. Además, como se indicó anteriormente, algunas líneas base deben observarse más de una vez. Idealmente, estas líneas base repetidas deben observarse al principio y al final de las observaciones del proyecto, o cerca de ellos, para comprobar la repetibilidad del equipo. El análisis de estas observaciones duplicadas se abordará en la Sección 14.5.

Para los estudios de control, las líneas base deben formar figuras geométricas cerradas, ya que son necesarias para realizar comprobaciones de cierre (véase la Sección 14.5). La red simple de líneas base, que se muestra en la Figura 14.7, se utilizará como ejemplo para ilustrar la planificación del estudio. Supongamos que el proyecto se encuentra en el área de la estación de control PSU1 y que las fechas del estudio serán el 4 y el 5 de agosto de 1999. Por lo tanto, se aplican los gráficos de disponibilidad satelital y los gráficos de cielo de las Figuras 14.4 y 14.5, respectivamente. Las

estaciones A y B de la Figura 14.7 son puntos de control existentes, y se planificará una observación de referencia entre ellas para

(1) verificar la precisión del control existente y
(2) confirmar que el equipo funciona correctamente.

En el ejemplo de la Figura 14.7, se supone que hay dos receptores de doble frecuencia disponibles para el estudio y que se utilizará el método estático rápido. Siguiendo las duraciones mínimas de sesión de 10 min + 1 min/km indicadas en la Tabla 14.1, la línea base AB requeriría 10 + 1 x 17 ó 27 minutos de tiempo de observación. Los tiempos de observación de referencia restantes se enumeran en la Tabla 14.2 utilizando las mismas técnicas de cálculo.
Para realizar el estudio, se supone que dos equipos de dos personas, cada uno trabajando individualmente con vehículos separados. También se asume que los tiempos de montaje y desmontaje en cada estación son de aproximadamente 15 minutos. Al redondear cada sesión mínima de observación al intervalo de 5 minutos más cercano, se obtiene la siguiente observación y se planificaron sesiones y horarios para un proyecto de recolección de datos de dos días. Es importante recordar que una sesión implica la recolección simultánea de datos satelitales. Por lo tanto, una sesión no comienza hasta que todos los receptores involucrados estén configurados y funcionando en sus respectivas estaciones. Por lo tanto, la comunicación entre los equipos de campo es crucial para el éxito del levantamiento.

TABLA 14.2 Duración Mínima de las Sesiones y Tiempos de Conducción Aproximados Entre Estaciones para las líneas Base de la Figura 14.11

LÍNEA	LONGITUD (km)	TIEMPO DE LAS SESIONES (min)	TIEMPO DE CONDUCCIÓN (min)
AB	17	27	15
AC	13	23	10
AE	7	17	8
AF	7	17	25
BC	11	21	15
BD	11	21	10
BF	11	21	20
FC	11	21	15
FE	7	17	15
FD	9	19	10
ED	9	19	15
CD	18	28	25

El plan de observación para este ejemplo se presenta en la Tabla 14.3. La tabla presenta el itinerario para ambos equipos de campo, lo que permite tiempo para el montaje y desmontaje del equipo, el desplazamiento entre estaciones y la recopilación de suficientes observaciones. El plan incluye todas las líneas de la red como líneas base. Estas incluyen las de verificación, una observación de la línea base de control A B y observaciones repetidas de AF y BF. Cabe destacar que los dos horarios desfavorables para la recopilación de observaciones que se muestran en la Figura 14.4 no están programados para la recopilación de datos, sino que se utilizan para otras operaciones auxiliares. En caso de que las operaciones se adelanten o se retrasen respecto al cronograma planificado por alguna razón imprevista, es prudente incluir una declaración en el itinerario que indique que no se deben recopilar observaciones de la línea base entre las 8:00 y las 8:15 y entre las 13:40 y las 14:00. Tenga en cuenta que, como se indica en el cronograma planificado, el equipo con el receptor estacionario debe continuar recopilando datos durante todo el período de ocupación de la estación. Esto incluye los períodos en que el resto del equipo se desplaza entre estaciones. Si se dispone de un sitio CORS (véase la Sección 14.3.5), los datos recopilados por el receptor estacionario pueden utilizarse para crear un enlace de referencia más sólido con la estación CORS. Opcionalmente, las sesiones más largas pueden procesarse mediante OPUS para generar un control adicional en el proyecto. Es conveniente proporcionar al personal de campo dispositivos de comunicación durante el estudio para que puedan coordinar los horarios de las sesiones y gestionar problemas logísticos imprevistos que inevitablemente surjan.

TABLA 14.3 Itinerario de Observación de la Figura 14.1

DÍA 1 (AGOSTO 4, 1999)

TIEMPO	TRIPULACIÓN 1	TRIPULACIÓN 2	LÍNEA BASE	SESIÓN
8:00–8:45	Conducción a la Estación *A*	Conducción a la Estación *C*		
9:00–9:25	Recopilar datos	Recopilar datos	*AC*	A1
9:40–9:55	Recopilar datos	Conducción a la Estación *F*		
9:55–10:15	Recopilar datos	Recopilar datos	*AF*	A2
10:30–10:45	Recopilar datos	Conducción a la Estación *E*		
11:00–11:20	Recopilar datos	Recopilar datos	*AE*	A3
11:35–11:50	Conducción a la Estación *B*	Conducción a la Estación *F*		
12:05–12:30	Recopilar datos	Recopilar datos	*BF*	A4
12:45–1:00	Recopilar datos	Conducción a la Estación *C*		
13:15–13:40	Recopilar datos	Recopilar datos	*BC*	A5
13:55–14:05	Recopilar datos	Conducción a la Estación *A*		
14:20–14:50	Recopilar datos	Recopilar datos	*AB*	A6
15:05–15:15	Conducción a la Estación *D*	Conducción a la Estación *C*		
15:30–16:00	Recopilar datos	Recopilar datos	*CD*	A7
16:00–17:00	Regreso a la oficina	Descargar datos		

DÍA 2 (AGOSTO 5, 1999)

TIEMPO	TRIPULACIÓN 1	TRIPULACIÓN 2	LÍNEA BASE	SESIÓN
8:00–9:00	Conducción a la Estación *A*	Conducción a la Estación *F*		
9:15–9:35	Recopilar datos	Recopilar datos	*FA*	B1
9:50–10:00	Conducción a la Estación *E*	Recopilar datos		
10:15–10:30	Recopilar datos	Recopilar datos	*FE*	B2
10:45–11:00	Conducción a la Estación *D*	Recopilar datos		
11:00–11:20	Recopilar datos	Recopilar datos	*FD*	B3
11:35–11:45	Conducción a la Estación *B*	Recopilar datos		
12:00–12:25	Recopilar datos	Recopilar datos	*FB*	B4
12:40–12:55	Conducción a la Estación *C*	Recopilar datos		
13:10–13:35	Recopilar datos	Recopilar datos	*FC*	B5
13:50–14:05	Conducción a la Estación *B*	Conducción a la Estación *D*		
14:20–14:45	Recopilar datos	Recopilar datos	*BD*	B6
15:00–15:15	Conducción a la Estación *D*	Conducción a la Estación *E*		
15:30–15:50	Recopilar datos	Recopilar datos	*ED*	B7
15:50–17:00	Regreso a la oficina	Descargar datos		

Nota: No se deben realizar observaciones de referencia entre las 8:00 y las 8:15 y las 13:40 y las 14:00 del 4 de agosto, ni entre las 7:56 y las 8:11 y las 13:36 y las 13:56 del 5 de agosto.

14.3.5 DISPONIBILIDAD DE ESTACIONES DE REFERENCIA

Como se explica en la Sección 14.3.4, la disponibilidad de estaciones de control de referencia de alta calidad es necesaria para lograr la máxima precisión en el posicionamiento. Para satisfacer esta necesidad, los estados, en cooperación con el NGS, han desarrollado Redes de Referencia de Alta Precisión (HARN). La HARN es una red de puntos de control observados con precisión mediante GPS bajo la dirección del Servicio Geodético Nacional (NGS). Estos puntos HARN están ahora disponibles para servir como estaciones de referencia para estudios en sus inmediaciones. En los últimos años, el NGS, en colaboración con otras agencias públicas y privadas, ha creado un sistema nacional de Estaciones de Referencia de Operación Continua, también denominado Red Nacional CORS. La ubicación de las estaciones en la red CORS a partir de 2003 se muestra en la Figura 14.9. Estas estaciones no sólo tienen sus posiciones conocidas con alta precisión 4, sino que también están ocupadas por un receptor que recopila continuamente datos satelitales.

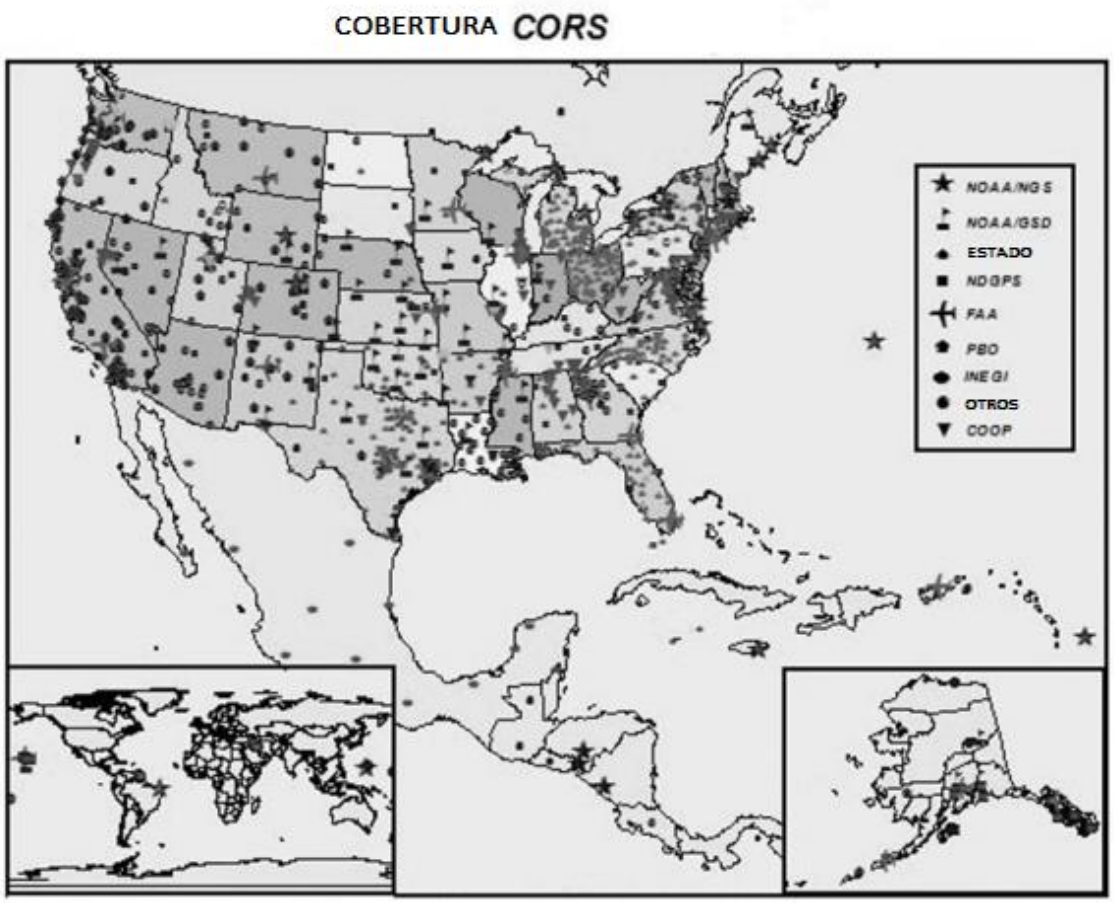


Figura 14.9 Ubicaciones con estaciones de referencia en funcionamiento continuo (CORS) y sus coberturas. (Cortesía del National Geodetic Survey).

4 Al momento de redactar este documento, los sitios CORS y HARN se calculan utilizando diferentes sistemas de coordenadas de referencia y, por lo tanto, no representan conjuntos de coordenadas homogéneos. El NGS está trabajando actualmente en el reajuste de ambas redes de puntos para que este problema no se presente en el futuro. Sin embargo, los estudios actuales no deben combinar estaciones HARN y CORS hasta que el NGS haya completado el ajuste y publicado los resultados.

Los datos recopilados se descargan y se publican en el sitio web de NGS: http://www.ngs.noaa.gov/CORS/. Esta información puede utilizarse como datos de la estación base para apoyar a los receptores móviles que operan en las proximidades de la estación CORS. Los datos se almacenan en un formato conocido como Intercambio Independiente del Receptor (RINEX2). Este formato es un estándar legible por todo el software de posprocesamiento. Este sitio web también proporciona las coordenadas de las estaciones y las efemérides ultrarrápidas, rápidas y precisas (véase la Sección 13.6.3).

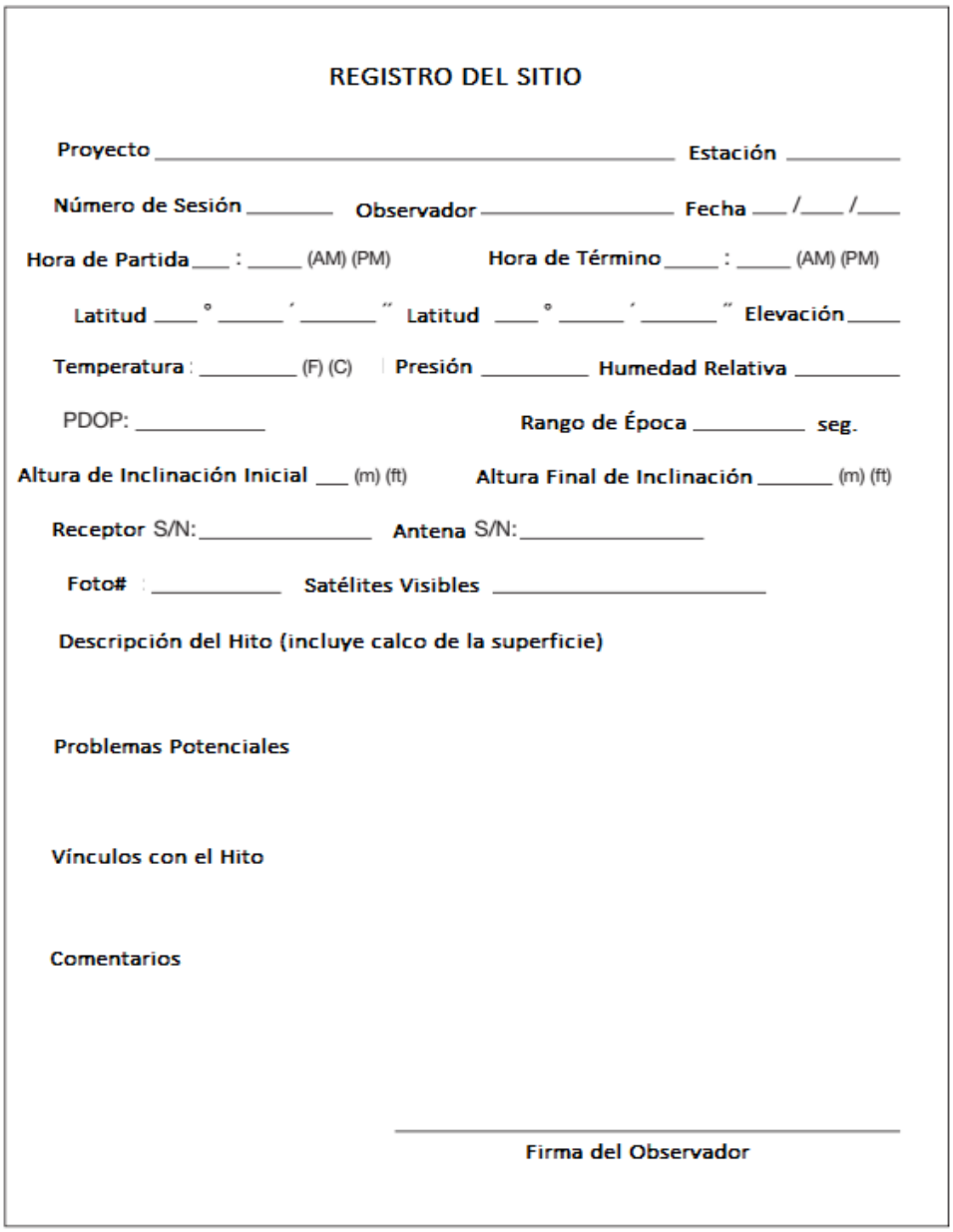
Debido a la tectónica de placas y a las diferencias en la forma en que los sistemas de referencia gestionan estos movimientos, sus vectores de velocidad acompañan a las coordenadas ITRFOO de las estaciones. Si bien los movimientos en el este de Estados Unidos pueden ser inferiores a 1 mm por año, estos movimientos pueden ser considerablemente mayores en el oeste de Estados Unidos. Por lo tanto, las coordenadas derivadas de los levantamientos de control deben ir acompañadas de su marco de referencia (véase la Sección 19.6.3) y la época. El NGS ha desarrollado un software conocido como posicionamiento horizontal dependiente del tiempo (HTDP) que utiliza 14 parámetros para transformar las posiciones ITRF00 con sus vectores de velocidad en equivalentes NAD83 (CORS96) (véase la Sección 19.6.6). Las coordenadas WGS84 (G1150) son similares a las coordenadas ITRF00. Esta transformación de coordenadas se muestra en el archivo C14.XMCD de Mathcad®, disponible en el sitio web complementario de este libro: http://www.pearsonhighered.com/ghilani.
Los archivos de datos CORS se descargan fácilmente mediante la opción CORS fácil de usar (UFCORS) del sitio web del NGS. Esta utilidad proporciona al usuario un formulario interactivo que solicita
(1) la fecha de inicio,
(2) la hora,
(3) la duración del estudio,
(4) la selección del sitio y
(5) el intervalo de recolección, entre otros datos.

El servidor interpreta la solicitud y envía los datos correspondientes al usuario a través de internet en cuestión de minutos.
Diversos factores pueden impedir la recopilación de datos en un sitio CORS específico durante breves periodos. Entre ellos se incluyen cortes de energía locales, daños por tormentas y fallos de software y hardware. Por lo tanto, si se planea utilizar una estación CORS específica en un estudio específico, es importante verificar su disponibilidad antes del inicio para garantizar su correcto funcionamiento y la disponibilidad de los datos necesarios tras el estudio. Sin embargo, dada la cantidad de estaciones CORS disponibles en los Estados Unidos continentales (CONUS), siempre es posible seleccionar otros sitios CORS para su procesamiento cuando la estación deseada no esté disponible.

■ 1 4.4 REALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTOS ESTÁTICOS

Durante un levantamiento de control, ya sea mediante el método estático o estático rápido, el equipo de campo localiza inicialmente la estación de control y coloca la antena sobre ella de manera que quede nivelada. Para minimizar los errores de configuración, se suelen utilizar postes o trípodes de 2 m de altura fija. Se conectan cables a la antena y al controlador, y se siguen los procedimientos especificados por el fabricante para iniciar la recopilación de datos.
Mientras se registran los datos, se puede recopilar y registrar otra información auxiliar en el sitio. Los datos auxiliares típicos que se obtienen durante un levantamiento incluyen
(1) nombres del proyecto y de la estación,
(2) vínculos con la estación,
(3) un calco del hito
(4) fotos del montaje que muestren características de fondo que lo identifiquen,
(5) posibles superficies obstructivas o reflectantes,
(6) fecha y número de sesión,
(7) horas de inicio y fin,
(8) nombre del observador,
(9) número de serie del receptor y la antena,
(10) datos meteorológicos,
(11) valor de PDOP,
(12) altura de la antena,
(13) orientación de la antena,
(14) tasa de recopilación de datos (tasa de época) y
(15) anotaciones sobre cualquier problema experimentado.

Estos datos complementarios se suelen registrar en una hoja de registro de la estación. En la Figura 14.10 se muestra un ejemplo de una hoja de registro del sitio.



REGISTRO DEL SITIO

Proyecto _____ Estación _____

Número de Sesión _____ Observador _____ Fecha ___ /___ /___

Hora de Partida ___ : ____ (AM) (PM) Hora de Término ____ : ____ (AM) (PM)

Latitud ____ ° _____ ′ _____ ″ Latitud ____ ° _____ ′ _____ ″ Elevación ____

Temperatura : _____ (F) (C) Presión _____ Humedad Relativa _____

PDOP: _____ Rango de Época _____ seg.

Altura de Inclinación Inicial ___ (m) (ft) Altura Final de Inclinación _____ (m) (ft)

Receptor S/N:_____ Antena S/N:_____

Foto# _____ Satélites Visibles _____

Descripción del Hito (incluye calco de la superficie)

Problemas Potenciales

Vínculos con el Hito

Comentarios

_____

Firma del Observador

Figura 14.10
Hoja de registro de datos para un estudio estático o estático rápido.

Los controladores de levantamiento modernos pueden almacenar las observaciones satelitales internamente; sin embargo, también se puede utilizar la memoria interna del receptor. En este último caso, puede que ni siquiera sea necesario un controlador de levantamiento para recopilar datos. Al menos una vez al día, y preferiblemente dos veces al día, los datos deben transferirse a una computadora. Esto puede hacerse en el campo con una computadora portátil o al final de la jornada en la oficina.
La transferencia de archivos se realiza mediante el software proporcionado por el fabricante. El receptor GPS que se muestra en la Figura 14.2 puede transferir datos del controlador a una tarjeta PCMCIA.

■ 1 4.5 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

El primer paso para procesar los datos es transferir los archivos de observación del receptor a la computadora. Normalmente, el software proporcionado por el fabricante del hardware realiza esta función. En este proceso, el software descargará todos los archivos de observación a un subdirectorio en la computadora. Este directorio forma parte del directorio del proyecto. A medida que se descargan los archivos de observación, se debe prestar especial atención a la comprobación de la información de la estación que se lee directamente del archivo con las hojas de registro del sitio. Detectar datos ingresados incorrectamente, como la identificación de la estación, la altura y la desviación de las antenas, en este punto puede reducir considerablemente los problemas posteriores durante el procesamiento. El procesamiento por lotes suele realizar el proceso de reducción. La Figura 14.11 muestra a un individuo procesando datos satelitales con una PC.
Existen tres tipos de software de procesamiento:
(1) línea base única,

(2) procesamiento de sesión y
(3) soluciones multipunto.

La solución de línea base única es la más utilizada y se analizará aquí. El software de procesamiento de sesión calcula simultáneamente todas las líneas base no triviales para cualquier sesión en particular.

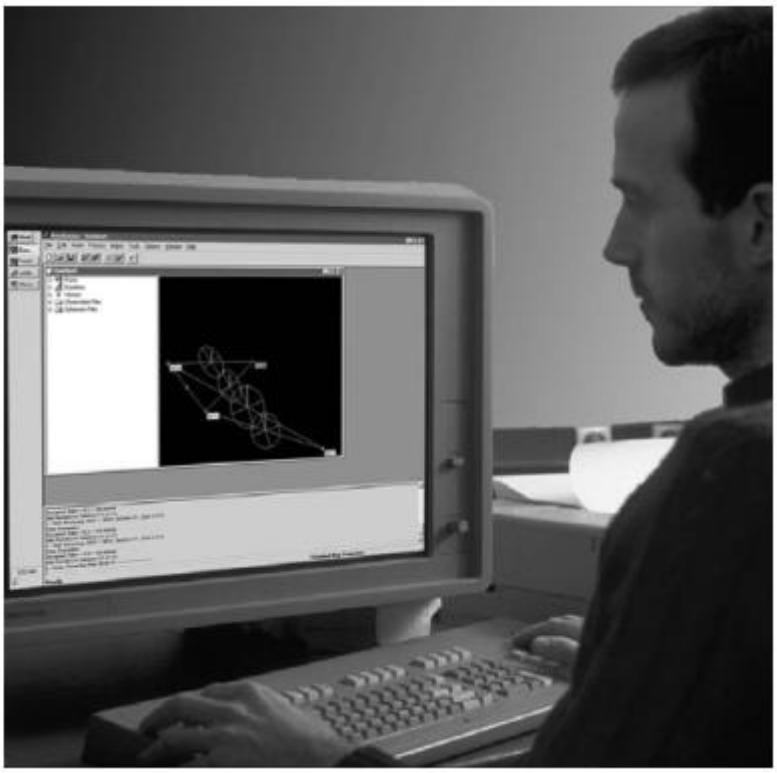


Figura 14.11
Procesamiento de datos GNSS.
(Cortesía de Ashtech, LLC.)

El método más común para usar software de solución multipunto consiste en usar primero el software de línea base única para aislar cualquier problema en las observaciones, ya que proporciona mejores comprobaciones para aislar las líneas base incorrectas. El software de solución multipunto elimina la necesidad de ajustar las líneas base, como se describe en la Sección 14.5.5.
El procesamiento inicial puede utilizar las efemérides de difusión, pero se recomienda usar cualquiera de las efemérides precisas para lograr un mayor nivel de precisión, ya que estas eliminan los errores orbitales del procesamiento (véase la Sección 13.6.3). Cuando se utilizan sitios CORS para un proyecto, se pueden solicitar las efemérides más precisas disponibles en el momento de la descarga. El uso correcto de la opción "fácil de usar", disponible en el sitio web de NGS, generará automáticamente valores interpolados para los datos a la frecuencia de época especificada para que coincidan con el estudio. Además, como se menciona en la Sección 13.6.3, los datos de calibración de la antena NGS deben utilizarse al determinar los vectores de la línea base para tener en cuenta los cambios en las desviaciones de la antena debido a los cambios en la elevación del satélite.
Como se muestra en la Figura 13.12, la línea base se calcula como los cambios en X, Y y Z entre dos estaciones. Por lo tanto, si la estación A tiene coordenadas conocidas, las coordenadas de la estación B pueden calcularse mediante las Ecuaciones (13.28). El software de procesamiento de una sola línea base

(1) generará archivos de órbita,
(2) calculará las posiciones de los puntos de mejor ajuste a partir de los pseudorangos de código,
(3) calculará los componentes de la línea base (ΔX, Δy, ΔZ) mediante la Ecuación de doble diferencia (13.32) y
(4) calculará la información estadística de los componentes de la línea base.

A medida que se calcula cada línea base, se debe identificar y corregir cualquier problema de ambigüedad de números enteros. Los problemas de ambigüedad de enteros ocurren cuando un receptor pierde la sincronización con el satélite, lo cual puede ocurrir debido a obstrucciones, alta actividad solar o multitrayectoria. La única opción que suele ofrecer el software para corregir este problema es eliminar los períodos de datos satelitales donde se produjo el problema. Esto puede hacerse gráficamente o manualmente, según el software específico utilizado.

Una vez calculadas todas las líneas base, se pueden analizar sus cierres geométricos. Este paso sigue una serie de procedimientos que comprueban la consistencia interna de los datos y eliminan posibles errores. No se necesitan puntos de control para estos análisis. Dependiendo de las observaciones reales realizadas y de la geometría de la red, estos procedimientos pueden implicar el análisis de

(1) las diferencias entre los componentes fijos y medidos de la línea base,
(2) las diferencias entre mediciones repetidas de los mismos componentes de la línea base y
(3) los cierres de bucle.

Los procedimientos para realizar estos análisis se describen en las siguientes subsecciones.

14.5.1 Especificaciones para Levantamientos Estáticos

El Subcomité Federal de Control Geodético (FGCS) ha publicado el documento titulado "Estándares y Especificaciones de Precisión Geodésica Geométrica para el Uso de Técnicas de Posicionamiento Relativo GPS". 5 El documento especifica siete diferentes órdenes de precisión para el posicionamiento relativo y proporciona directrices sobre los instrumentos y los procedimientos de campo y de oficina a seguir para lograrlos. La Tabla 14.4 enumera estos órdenes de precisión.

5 Disponible en el Centro Nacional de Información Geodética. NOAA. Servicio Geodético Nacional. N/CG17, Estación SSMC3 09535. 1315 East West Highway. Silver Spring, MD 20910. Teléfono (301) 713-3242. Su correo electrónico es info_center@ngs.noaa.gov y su sitio web es http://www.ngs.noaa.gov.

TABLA 14.4 Órdenes de Precisión de Posicionamiento Relativo GPS

Orden	Tasa de Error Admisible	Partes Por Millón (ppm)
AA	1:100,000,000	0.01
A	1:10,000,000	0.1
B	1:1,000,000	1.0
C-1	1:100,000	10
C-2-I	1:50,000	20
C-2-II	1:20,000	50
C-3	1:10,000	100

El documento del FGCS también formula recomendaciones sobre las categorías de levantamientos para las cuales los diferentes órdenes de precisión son apropiados. Algunas de estas recomendaciones incluyen el orden AA para geodinámica global y regional y mediciones de deformación; el orden A para redes primarias del Sistema Nacional de Referencia Espacial (NSRS) y geodinámica regional y local; el orden B para redes NSRS secundarias y levantamientos de ingeniería de alta precisión; y las diversas clases de orden C para levantamientos de control cartográfico, levantamientos de propiedades y levantamientos de ingeniería. Los índices de error admisibles que se indican en estas normas implican las altísimas precisiones que ahora son posibles con las técnicas de posicionamiento relativo.

El Servicio Geodético Nacional ha creado normas de precisión de altura geodésica que pueden utilizarse para levantamientos verticales. Estas normas se basan en los cambios en las alturas geodésicas entre estaciones de control. Tras un ajuste de línea base por mínimos cuadrados, correctamente ponderado y con mínimas restricciones (véase la Sección 14.5.5), se puede determinar el orden y la clase de la altura geodésica. Este estándar se basa en la desviación estándar (s) de la diferencia de altura geodésica (en milímetros) entre dos puntos obtenidos mediante el ajuste y la distancia (d) entre los dos puntos de control (en kilómetros). La precisión de la diferencia de altura del elipsoide (b) se calcula como

$$b = \frac{s}{\sqrt{d}} \qquad (14.2)$$

En la Tabla 14.5 se enumeran las clasificaciones en función del valor de *b* calculado en la ecuación (14.2).

14.5.2 ANÁLISIS DE MEDICIONES DE LÍNEA BASE FIJA

Como se mencionó anteriormente, las especificaciones del trabajo a menudo requieren que se tomen observaciones de línea base entre estaciones de control fijas. La ventaja de realizar estas observaciones es verificar la precisión tanto del proceso de observación como del control que se mantiene fijo. Obviamente, las discrepancias entre la línea base observada y la conocida son menores, las longitudes más largas implican mayor precisión. Si las discrepancias son demasiado grandes como para ser toleradas, se deben investigar las condiciones que las causan antes de continuar.
La Tabla 14.6 muestra los datos vectoriales de referencia calculados a partir de un estudio de la red de la Figura 14.7. Cabe destacar que se observó una línea base fija (entre los puntos de control A y B).

TABLA 14.5 Orden y Clase de Altura Geodésica NGS

Orden	Clase	Precisión Máxima de Diferencia de Altura (b)
Primero	I	0,5
Primero	II	0,7
Segundo	I	1,0
Segundo	II	1,3
Tercero	I	2,0
Tercero	II	3,0
Cuarto	I	6,0
Cuarto	II	15,0
Quinto	I	30,0
Quinto	II	60,0

TABLA 4.6 Vectores de Referencia Observados para la Figura 14.11

Observación Línea Base	ΔX(m)	ΔY(m)	ΔZ(m)
AC	11644,2232	3601,2165	3399,2550
AE	−5321,7164	3634,0754	3173,6652
BC	3960,5442	−6681,2467	−7279,0148
BD	−11167,6076	−394,5204	−907,9593
DC	15128,1647	−6286,7054	−6371,0583
DE	−1837,7459	−6253,8534	−6596,6697
FA	−1116,4523	−4596,1610	−4355,8962
FC	10527,7852	−994,9377	−956,6246
FE	−6438,1364	−962,0694	−1182,2305
FD	−4600,3787	5291,7785	5414,4311
FB	6567,2311	5686,2926	6322,3917
BF	−6567,2310	−5686,3033	−6322,3807
AF	1116,6883	4596,4550	4355,3008
AB	7683,6883	10282,4550	10678,3008

Suponiendo que las coordenadas geocéntricas de la estación A son (402,3509; -4.652.995,3011; 4.349.760,7775) y las de la estación B son (8086,0318; -4.642. 712,8474; 4.360.439,0833), el análisis de la línea base fija es el siguiente.

1. Calcule las diferencias de coordenadas entre las estaciones A y B como

$$\begin{aligned}\Delta X_{AB} &= 8086{,}0318 - 402{,}3509 &&= 7683{,}6809\\ \Delta Y_{AB} &= -4.642.712{,}8474 + 4.652.995{,}3011 &&= 10.282{,}4537\\ \Delta Z_{AB} &= 4.360.439{,}0833 - 4.349.760{,}7775 &&= 10.678{,}3058\end{aligned}$$

2.- Calcule los valores absolutos de las diferencias entre las líneas base observadas y fijas como

$$\begin{aligned}dX &= |7683{,}6883 - 7683{,}6809| &&= 0{,}0074\\ dY &= |10.282{,}4550 - 10.282{,}4537| &&= 0{,}0013\\ dZ &= |10.678{,}3008 - 10.678{,}3058| &&= 0{,}0050\end{aligned}$$

3. Calcule la longitud de la línea base como

$$AB = \sqrt{(7683{,}6809)^2 + (10.282{,}4537)^2 + (10.678{,}3058)^2} = 16.697{,}126 \text{ m}$$

4. Exprese las diferencias, calculadas en el Paso 2, en partes por millón (ppm) dividiendo la diferencia por la longitud de la línea base calculada en el Paso 3 como

$$\begin{aligned}\Delta X\text{-ppm} &= 0{,}0074/16{,}697{,}126 \times 1.000.000 = 0{,}44\\ \Delta Y\text{-ppm} &= 0{,}0013/16{,}697{,}126 \times 1.000.000 = 0{,}08\\ \Delta Z\text{-ppm} &= 0{,}0050/16{,}697{,}126 \times 1.000.000 = 0{,}30\end{aligned}$$

5. Compare los valores calculados de ppm con un estándar conocido. Normalmente, se utiliza el estándar FGCS que se indica en la Sección 14.5.1.

14.5.3 ANÁLISIS DE MEDICIONES REPETIDAS DE LA LÍNEA BASE

Otro procedimiento empleado para evaluar la consistencia de los datos observados y descartar errores consiste en realizar observaciones repetidas de ciertas líneas base.
Estas mediciones repetidas se toman en diferentes sesiones de observación y se comparan los resultados. Las diferencias significativas en las líneas base repetidas indican problemas con los procedimientos de campo o el programa computacional. Por ejemplo, en los datos de la Tabla 14.6, se repitieron las líneas base AF y BF. La Tabla 14.7 presenta comparaciones de estas observaciones utilizando el mismo procedimiento empleado en la Sección 14.5.2. La columna (1) enumera los componentes del vector de la línea base que se analizarán, las columnas (2) y (3) muestran los componentes del vector de la línea base repetida, la columna (4) enumera los valores absolutos de las diferencias en estas dos observaciones, y la columna (5) muestra los valores de ppm calculados, que se calculan de forma similar al procedimiento del Paso 4 de la Sección 14.5.2.

14.5.4 ANÁLISIS DE CIERRES DE BUCLE

Los levantamientos estáticos suelen constar de muchos bucles cerrados interconectados. Por ejemplo, en la red de la Figura 14.7, los puntos ACBDEA forman un bucle cerrado. De igual manera, ACFA, CFBC, BDFB, etc. son otros bucles cerrados. Para cada bucle cerrado, la suma algebraica de los componentes Δ X debe ser igual a cero. La misma condición debería existir para los componentes Δ Y y Δ Z.

TABLA 14.7	Análisis de Observaciones de Referencia Repetidas			
(1) Componente	(2) Primera Observación	(3) Segunda Observación	(4) Diferencia	(5) ppm
ΔX_{AF}	1116,4577	1116,4523	0,0054	0,84
ΔY_{AF}	4596,1553	4596,1610	0,0057	0,88
ΔZ_{AF}	4355,9141	4355,9062	0,0079	1,23
ΔX_{BF}	−6567,2310	−6567,2311	0,0001	0,01
ΔY_{BF}	−5686,3033	−5686,2926	0,0107	1,00
ΔZ_{BF}	−6322,3807	−6322,3917	0,0110	1,02

Un cierre inusualmente grande dentro de cualquier bucle indicará que existe una equivocación o un error grave en una (o más) de las líneas base del bucle. Es importante no incluir líneas base triviales (véase la Sección 14.3.4) en estos cálculos, ya que pueden producir errores de precisión para el bucle.
Para calcular los cierres de bucle, los componentes de la línea base se suman algebraicamente para ese bucle. Por ejemplo, el cierre en X componentes para el bucle ACBDEA es

$$cx = \Delta X_{AC} + \Delta X_{CB} + \Delta X_{BD} + \Delta X_{DE} + \Delta X_{EA} \qquad (14.3)$$

donde *cx* es el cierre del bucle en coordenadas X. Se aplican ecuaciones similares para calcular los cierres en coordenadas Y y Z. Sustituyendo valores numéricos en la ecuación (14.3), el cierre en coordenadas X para el bucle ACBDEA es

cx = 11.644,2232 - 3.960,5442 - 11.167,6076 - 1.837,7459 + 5.321,7164 = 0,0419 m

De manera similar, los cierres en las coordenadas Y y Z para ese bucle son

cy = 3601,2165 + 6681,2467 - 394,5204 - 6253,8534 - 3634,0754 = 0,0140 m

cz = 3399,2550 + 7279,0148 - 907,9593 - 6596,6697 - 3173,6652 = -0,0244 m

Para fines de evaluación, los cierres de bucle se expresan en términos de la relación entre los cierres resultantes y la longitud total del bucle. Se expresan en ppm. Para cualquier bucle, el cierre resultante es

$$lc = \sqrt{cx^2 + cy^2 + cz^2} \qquad (14.4)$$

Donde *lc* es la longitud del cierre incorrecto en el bucle.
Utilizando los valores previamente determinados para el bucle ACBDEA, la longitud del cierre incorrecto es de 0,0505 m. La longitud total de un bucle se calcula sumando sus tramos, cada uno calculado a partir de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de sus componentes observados ΔX, Δy y ΔZ. Para el bucle ACBDEA, la longitud total del bucle es de 50.967 m.

y, por lo tanto, la razón de ppm de cierre es (0,0505/50.967) 1.000.000 = 0,99 ppm.
Nuevamente, estas razones de ppm pueden compararse con los valores dados en las directrices del FGCS (Tabla 14.4) para determinar si son aceptables para el orden o la precisión del estudio.
Al igual que con las observaciones repetidas de la línea base, las directrices del FGCS también especifican otros criterios que deben cumplirse en los análisis de bucles, además de los valores de ppm.
Para cualquier red, se deben calcular suficientes cierres de bucles para que cada línea base esté incluida dentro de al menos un bucle. Esto debería revelar cualquier error importante que exista. Si existe un error, su ubicación a menudo puede determinarse mediante análisis adicionales de cierre de bucles. Por ejemplo, supongamos que el cierre

incorrecto del bucle ACDEA revela la presencia de un error. Al calcular también los cierres de los bucles AFCA, CFDC, DFED y EFAE, se puede detectar la línea base exacta que contiene el error. En este ejemplo, si se encontrara un cierre erróneo importante en el bucle DFED y todos los demás bucles parecieran estar libres de errores, el error estaría en la línea DE, porque ese tramo también era común al bucle ACDEA, que también contenía un error.

14.5.5 AJUSTE DE LA RED DE LÍNEA BASE

Tras calcular las líneas base individuales, se realiza un ajuste por mínimos cuadrados (véase la Sección 16.8) de las observaciones. Este software de ajuste está disponible a través del fabricante del receptor y proporcionará los valores finales de las coordenadas de la estación y sus incertidumbres estimadas. Si se utilizan más de dos receptores en un estudio, se calcularán líneas base triviales durante la reducción de la línea base única.
Estas líneas base triviales deben eliminarse antes del ajuste final de la red.
Las observaciones utilizadas en el ajuste de la red de línea base deben formar parte de una red interconectada de líneas base. Inicialmente, se debe realizar un ajuste mínimamente restringido (véase la Sección 16.11). Los resultados del ajuste deben analizarse tanto para detectar errores como para errores grandes. Por ejemplo, los errores de altura de la antena, que no se aprecian durante una reducción de la línea base única, sí lo serán durante el ajuste de la red. Tras aceptar los resultados de un ajuste mínimamente restringido, se debe realizar un ajuste completamente restringido. Durante este ajuste, se añade todo el control disponible.
En este punto, cualquier problema de escala entre el control y las observaciones se hará evidente por la aparición de residuos excesivamente grandes. Los problemas identificados deben corregirse y eliminarse antes de aceptar los resultados.
Dado que estos cálculos se realizan en un sistema de coordenadas geocéntricas, los valores finales ajustados pueden transformarse en un sistema de coordenadas geodésicas mediante los procedimientos descritos en la Sección 13.4.3, o en un sistema de coordenadas planas (véase el Capítulo 20). Recuerde que las elevaciones geodésicas se miden desde el elipsoide y, por lo tanto, como se explica en la Sección 13.4.3, la altura del geoide debe aplicarse a estas alturas para obtener elevaciones ortométricas. El software GEOID09 puede utilizarse para determinar la altura del geoide. Este modelo suele estar incluido en el software, y el usuario sólo necesita cargar el archivo de datos correspondiente del NGS para su región.
Finalmente, la precisión horizontal y vertical del levantamiento puede determinarse con base en los estándares de precisión horizontal y vertical del FGCS o NGS (véase la Sección 14.5.1).

14.5.6 Informe del Levantamiento

Un informe final del levantamiento es útil para documentar el proyecto para futuros análisis. Como mínimo, el informe debe contener los siguientes elementos:

1. La ubicación del estudio y una descripción del área del proyecto. Se recomienda un mapa del área.
2. El propósito del estudio y sus especificaciones.
3. Una descripción de los hitos utilizados, incluyendo las hojas de unión, fotos y calcos de los hitos.
4. Una descripción detallada del equipo utilizado, incluyendo los números de serie, las compensaciones de antena y la fecha de la última calibración.
5. Una descripción detallada del software utilizado, incluyendo el nombre y el número de versión.
6. El esquema de observación utilizado, incluyendo el itinerario, los nombres del personal del equipo de campo y cualquier problema que se haya experimentado durante la fase de observación.
7. El esquema de cálculo utilizado para analizar las observaciones y los resultados de este análisis.
8. Una lista de los problemas encontrados durante la realización del estudio o su análisis, incluyendo actividad solar inusual, posibles problemas de multitrayectoria u otros factores que puedan afectar los resultados del estudio.
9. Un apéndice con toda la documentación escrita, las observaciones originales y el análisis.

Dado que la computadora puede producir grandes cantidades de material impreso en un estudio típico, sólo se deben imprimir los archivos más importantes. Todos los archivos de la computadora deben copiarse en un medio de respaldo seguro. Un CD o DVD es un excelente medio de almacenamiento permanente que puede insertarse en la parte posterior del informe.

■ 1 4.6 FUENTES DE ERRORES EN LEVANTAMIENTOS POR SATÉLITE

Como en cualquier proyecto, las observaciones están sujetas a errores instrumentales, naturales y personales. Estos se resumen en las siguientes subsecciones.

14.6.1 ERRORES INSTRUMENTALES

Sesgo de Reloj. Como se mencionó en la Sección 13.6.1, tanto el reloj del receptor como el del satélite están sujetos a errores. Estos pueden eliminarse matemáticamente mediante técnicas de diferenciación para todas las formas de posicionamiento relativo.

Errores de Configuración. Al igual que en todo trabajo con trípodes, el equipo debe estar bien ajustado (véase la Sección 8.19). Se debe prestar especial atención al mantenimiento de trípodes que proporcionen configuraciones sólidas y bases nivelantes con plomadas ópticas que centren las antenas sobre los monumentos. En trabajos GNSS, se suelen utilizar adaptadores para bases nivelantes que permiten girar la antena sin retirarla de la base. Si se utilizan estos adaptadores, deben inspeccionarse periódicamente para detectar holgura o juego. Debido a los numerosos errores que pueden ocurrir al usar un trípode estándar, a menudo se utilizan trípodes y varillas especiales de altura fija. La altura fija de las varillas se pueden instalar utilizando un bípode o un trípode con una varilla en la punta. Normalmente se instalan a una altura exacta de 2 m desde el punto de referencia de la antena (ARP).

No paralelismo de las antenas. Las pseudodistancias se observan desde el centro de fase de la antena del satélite hasta el centro de fase de la antena del receptor. Al igual que con las observaciones EDM, el centro de fase de la antena puede no ser su centro geométrico. Cada antena debe calibrarse para determinar los desfases del centro de fase para las bandas LI y L2. Las antenas con desfases del centro de fase se alinean en la misma dirección. Generalmente, se alinean según el norte magnético local utilizando una brújula.

Ruido del receptor. Cuando funciona correctamente, la electrónica del receptor opera dentro de una tolerancia específica. Dentro de esta tolerancia, se producen pequeñas variaciones en la generación y el procesamiento de las señales que pueden eventualmente traducirse en errores en las observaciones de pseudodistancia y fase de la portadora. Dado que estos errores no son predecibles, se consideran parte de los errores aleatorios del sistema. Sin embargo, se deben realizar comprobaciones periódicas de calibración y pruebas de la electrónica del receptor para verificar que funcionen dentro de las tolerancias aceptables.

14.6.2 ERRORES NATURALES

Refracción. La refracción debida al tránsito de la señal a través de la atmósfera desempeña un papel crucial en el retraso de la señal de los satélites. La magnitud del error puede variar de 0 a 10 m. Los receptores de doble frecuencia pueden modelar matemáticamente y eliminar este error mediante las ecuaciones (13.18) y (13.19). Con receptores de una sola frecuencia, este error debe modelarse.
Para estudios que abarcan áreas pequeñas utilizando métodos de posicionamiento relativo, la mayor parte de este error se eliminará mediante la diferenciación. Dado que la alta actividad solar afecta la cantidad de refracción en la ionosfera, es mejor evitar estos períodos.

Relatividad. Los satélites GNSS orbitan la Tierra en aproximadamente 12 h. La velocidad de los satélites hace que sus relojes atómicos se ralenticen según las teorías de la relatividad. La estación de control principal calcula correcciones por relatividad y las aplica a los relojes de los satélites.

Multitrayecto. El multitrayecto ocurre cuando la señal emitida por el satélite llega al receptor después de seguir más de una trayectoria. Generalmente, se debe a superficies reflectantes cerca del receptor. Como se explica en la Sección 13.6.3, el multitrayecto puede ser tan grande que el receptor pierda la sincronización de la señal. Muchos fabricantes utilizan filtros de señal para reducir los problemas de multitrayecto. Sin embargo, estos filtros no eliminan todos los casos de multitrayecto y son susceptibles a señales que se han reflejado un número par de veces. Por lo tanto, la mejor manera de reducir este problema es evitar las instalaciones cerca de superficies reflectantes. Las superficies reflectantes incluyen superficies planas como los laterales de edificios, vehículos, agua y vallas de alambre.

14.6.3 ERRORES PERSONALES

Descentrado del trípode. Este error afectará directamente la precisión final de las coordenadas. Para minimizarlo, revise cuidadosamente la configuración antes de comenzar la recopilación de datos y una vez finalizada.

■ 1 4.7 ERRORES EN LEVANTAMIENTOS POR SATÉLITE

Aquí se enumeran algunos de los errores más comunes en el trabajo con GNSS.
Lectura incorrecta de la altura de la antena. La altura desde el suelo hasta el plano de tierra de la antena o punto de referencia debe leerse varias veces.
Al medir con respecto a un plano de tierra, debe medirse en varios puntos alrededor de este y registrar el promedio. Para garantizar que el trípode no se haya asentado durante el proceso de observación y que las lecturas iniciales sean correctas, también debe medirse la altura de inclinación al final del proceso de observación. Para evitar este problema, sólo se deben utilizar trípodes de altura fija en los levantamientos más precisos.
Identificación incorrecta de la estación. Este error puede causar horas de pérdida de tiempo en el procesamiento de los datos y, en ocasiones, requerirá la repetición del estudio. Para limitar esta posibilidad, cada estación debe ubicarse con al menos cuatro objetos permanentes fácilmente visibles. Además, si es posible, se deben obtener calcos de las tapas de los hitos y tomar fotografías del área que muestren la ubicación del hito. Durante la fase de observación del estudio, se debe tomar un segundo calco del hito y una fotografía de la instalación que muestre el área circundante. Estos datos deben correlacionarse antes del procesamiento de la línea base.
Procesamiento de líneas base triviales. Este error sólo puede ocurrir cuando se utilizan más de dos receptores en un estudio. Si bien este error no generará coordenadas falsas, sí generará precisiones falsas para el estudio. Se debe tener cuidado de eliminar todas las líneas base triviales antes de intentar un ajuste de la red.
Identificación errónea de antenas. Dado que cada tipo de antena tiene diferentes desplazamientos del centro de fase, la identificación errónea de una antena resultará directamente en un error en el pseudorango derivado. El uso de antenas de un solo fabricante puede reducir este error o bien identificando e ingresando correctamente los desplazamientos del centro de fase en el software de procesamiento.

PROBLEMAS
Los asteriscos (*) indican problemas cuyas respuestas parciales se encuentran en el Apéndice G.
14.1 Explique las diferencias entre un levantamiento estático y un levantamiento estático rápido.
14.2 Al utilizar el método de levantamiento estático rápido, ¿cuál es la duración mínima recomendada de la sesión para observar una línea base de 10 km de longitud para *(a) un receptor de doble frecuencia, (b) un receptor de frecuencia única?
14.3 ¿Cuáles serían las tasas de efemérides recomendadas para los levantamientos del problema 14.2?
14.4 Para una línea base de 38 km con un receptor de doble frecuencia, (a) ¿qué método de levantamiento estático se debe utilizar?, (b) ¿durante qué período de tiempo se debe observar la línea base? y (c) ¿qué tasa de efemérides se debe utilizar?
14.5 ¿Qué variables afectan la precisión de un levantamiento estático?
14.6 ¿Por qué se prefieren los receptores de doble frecuencia y GNSS para las estaciones de control de alta precisión?
14.7 Explique por qué las obstrucciones del dosel son un problema en un levantamiento estático.
14.8 ¿Por qué se recomienda utilizar efemérides precisas al procesar un levantamiento estático?
14.9 ¿Cuáles son las tasas recomendadas de recopilación de datos en un (a) levantamiento estático y un *(b) levantamiento estático rápido?
14.10 Enumere los pasos fundamentales para la planificación de un levantamiento estático.
14.11* ¿Cuántas líneas base no triviales se observarán en una sesión con cuatro receptores?
14.12 ¿Qué variables deben considerarse al seleccionar un sitio para un estudio estático?
14.13 ¿Por qué un estudio de control con métodos estáticos debe formar figuras geométricas cerradas?
14.14 ¿Cuál es el propósito de un diagrama de obstrucciones al planificar un estudio estático?
14.15 Explique por qué deben evitarse los períodos de alta actividad solar al recopilar observaciones satelitales.
14.16 ¿Por qué el vehículo de estudio debe estacionarse al menos a 25 m de la estación de observación en un estudio estático?
14.17 ¿Cuándo puede continuar un estudio de control horizontal estático rápido con alta PDOP?

14.18 Al utilizar cuatro receptores, ¿cuántas sesiones se necesitarán para observar de forma independiente todas las líneas base de un hexágono?
14.19 Trace las siguientes obstrucciones terrestres en un diagrama de obstrucciones. (a) Desde un acimut de 65° a 73° hay un edificio con una elevación de 20°. (b) Desde un acimut de 355° a 356° hay un poste con una elevación de 35°. (c) Desde un acimut de 125° a 128° hay un árbol con una elevación de 26°.
14.20* En el problema 14.19, ¿qué obstrucción es improbable que interfiera con la visibilidad del satélite GPS en el hemisferio norte?
14.21 ¿Qué elementos deben considerarse al decidir qué método utilizar para un estudio GPS?
14.22 ¿Qué elementos deben incluirse en una hoja de registro del sitio?
14.23 ¿Qué es una tabla de disponibilidad de satélites y cómo se utiliza?
14.24* ¿Qué orden de precisión cumple un levantamiento con una desviación estándar en la diferencia de altura geodésica de 15 mm entre dos estaciones de control separadas por 5 km?
14.25 ¿Resuelva el problema 14.24 cuando la desviación estándar en la diferencia de altura geodésica es de 5 mm para dos puntos de control separados por 15 km?
14.26 Utilice el sitio web de NGS para descargar las coordenadas de la estación CORS más cercana.
14.27 ¿Qué son las estaciones CORS y HARN?
14.28 ¿Por qué se deben realizar líneas base repetidas en un estudio estático?
14.29 ¿Cuál es el propósito de desarrollar una hoja de registro del sitio para cada sesión?
14.30 Utilizando el ACFDEA de lazo de la Figura 14.7 y los datos de la Tabla 14.6, ¿cuál es:
(a) El cierre erróneo en el componente X?
(b) El cierre erróneo en el componente Y?
(c) El cierre erróneo en el componente Z?
(d) La longitud del cierre erróneo del lazo?
(e) *PPM derivadas para el lazo.
14.31 Resuelva el Problema 14.30 con el lazo BCFB.
14.32 Resuelva el Problema 14.30 con el lazo BFDB.
14.33 Enumere el contenido de un informe típico de estudio.
14.34 Los componentes del vector de referencia observados en metros entre dos estaciones de control son (3814,244; —470,348; -1593,650). Las coordenadas geocéntricas de las estaciones de control son (1.162.247,650; -4.655.656,054; 4.188.020,271) y (1.158.433,403, -4.655.185,709; 4.189.613,926). ¿Cuáles son:
(a)* ΔX ppm?
(b) ΔY ppm?
(c) ΔZ ppm?
14.35 Igual que el problema 14.34, excepto que las dos estaciones de control tienen coordenadas en metros de (-1.661.107,767; 718.275,246; 3.944.587,541) y (1.691.390,245; 1.712.916,010; 3.938.107,274), y el vector de referencia entre ellas es (30.282,469; -5.359,245; 6.480,261).
14.36 Enumere los distintos tipos de levantamientos que se pueden realizar mediante levantamientos estáticos.
14.37 Utilice el botón de fácil uso en el sitio web de NGS CORS: http://www.ngs.noaa.gov/CORS/ para
(a) Descargar los archivos de navegación y observación de la estación PSU1 entre las 10 y las 11, hora local, del lunes de la semana en curso, utilizando una velocidad de recopilación de datos de 5 segundos.
(b) Imprimir los archivos y comentar su contenido. (Sugerencia: Encontrará una explicación del contenido del archivo de datos RINEX2 en http://www.ngs.noaa.gov/CORS/Rinex2.html, en el sitio web de CORS).

BIBLIOGRAFÍA

Denny, M. 2002. "Surveying Little Egypt." *Point of Beginning* 27 (No. 8): 26.
Devine, D. 2002. "Mapping the CSS Hunley." *Professional Surveyor* 22 (No. 3): 6.
Fotopoulos, G. et al. 2003. "How Accurately Can We Determine the Orthometric Height Differences from GPS and Geoid Data?" *Journal of Surveying Engineering* 129 (No. 1): 1.
Hartzheim, P. 2002. "No Roads Untraveled—How GPS Has Eased the Tasks of the Wisconsin Department of Transportation." *Point of Beginning* 27 (No. 12): 14.
Henstridge, F. 2001. "The National Height Modernization Program." *Professional Surveyor* 21 (No. 6): 54.
Kuang, S., et al. 2002. "GPS Control Densification Project for Illinois Department of Transportation." *Surveying and Land Information Science* 62 (No. 4): 225.
Licht, R. 2003. "A Step Ahead—Employees of a Minnesota Firm Take GPS One Step Further with the Application of Cell Phones." *Point of Beginning* 28 (No. 12): 32.
Mader, G. L., et al. 2003. "NGS Geodetic Tool Kit, Part II: The On-Line Positioning User Service (OPUS)." *Professional Surveyor* 23 (No. 5): 26.
Steinberg, G. and Even-Tzur, G. 2008. "Official GNSS-Derived Vertical Orthometric Height Control Networks." *Surveying and Land Information Science* 68 (No. 1): 29.

■ 15.1 INTRODUCCIÓN

En muchas áreas de la topografía, la velocidad y la productividad son elementos esenciales para el éxito. En la topografía satelital, la forma más productiva de topografía es la topografía cinemática. Utiliza técnicas de posicionamiento relativo con observaciones de fase portadora como se discutió en las Secciones 13.5.2 y 13.8. Estas topografías pueden proporcionar valores inmediatos a las coordenadas de los puntos mientras el receptor está estacionario o en movimiento. Su precisión es típicamente menor que la que se puede obtener con las topografías estáticas, pero es adecuada para la mayoría de las formas de topografía. Tiene aplicaciones en muchas áreas de la topografía, incluyendo cartografía (Capítulo 17), límites (Capítulos 21 y 22), construcción (Capítulos 23 y 24) y fotogrametría (Capítulo 27). Este capítulo analizará los métodos de topografía cinemática posprocesada y en tiempo real. El levantamiento cinemático puede proporcionar resultados inmediatos utilizando el modo cinemático en tiempo real (RTK) o en la oficina utilizando el modo cinemático de posproceso (PPK). El levantamiento cinemático proporciona posicionamiento mientras el receptor está en movimiento. Por ejemplo, los levantamientos cinemáticos se han utilizado con éxito para posicionar buques de sondeo durante levantamientos hidrográficos (Sección 17.13) y cámaras aéreas durante levantamientos fotogramétricos (Sección 27.16). En grandes proyectos de construcción, se utiliza en el control de maquinaria para guiar operaciones de movimiento de tierras. También es útil en aplicaciones no topográficas, como la agricultura de alta precisión. Comparte muchas características comunes con los levantamientos estáticos. Por ejemplo, un levantamiento cinemático requiere dos receptores que recopilen observaciones simultáneamente de un par de estaciones con un receptor, la base, ocupando una estación de posición conocida y otro, el móvil, recopilando datos sobre puntos de interés. También utiliza procedimientos computacionales de posicionamiento relativo similares a los utilizados en los levantamientos estáticos. Por lo tanto, es necesario resolver las ambigüedades de los números enteros (véase la Sección 13.5.2) antes de iniciar el levantamiento. La principal diferencia entre el levantamiento estático y el cinemático referente a las técnicas es la duración de cada sesión. En un estudio cinemático, las observaciones de una sola época pueden ser todo lo que se utiliza para determinar la posición del receptor móvil. El establecimiento de puntos de control mediante un método de estudio estático requiere sesiones mucho más largas que las que se utilizan habitualmente en los estudios cinemáticos. Como se mencionó anteriormente, la precisión de los estudios cinemáticos no coincide con la de los estudios estáticos. Algunos de los factores limitantes son la falta de observaciones repetidas y la duración de la sesión. Por ejemplo, un estudio estático rápido puede utilizar una frecuencia de época de 5 segundos para muestrear datos durante una sesión de 1 hora. Esto da como resultado un total de 720 conjuntos de observaciones por satélite. Durante el período de observación, además, la geometría del satélite también cambia, creando diferentes geometrías de solución. La combinación de un gran conjunto de observaciones con geometría de satélite variable da como resultado una mejor solución para las

coordenadas del receptor. En un estudio cinemático, el receptor puede recopilar 600 observaciones por satélite utilizando una frecuencia de época de 1 segundo durante un intervalo de 10 minutos. Sin embargo, dado que la geometría del satélite no cambia significativamente, la solución suele ser más débil que el estudio estático. Otro factor que degrada la precisión en los estudios RTK incluye el movimiento del rover durante el procesamiento de datos. Dado que las observaciones del receptor base deben transmitirse, recibirse y procesarse en el rover, cualquier movimiento del rover durante este tiempo causará errores en su posición calculada. Dado que el movimiento del rover suele ser pequeño, los errores causados por esta diferencia de tiempo, conocidos como latencia de datos, tienden a ser pequeños y generalmente son adecuados para los estudios de menor precisión citados anteriormente. Sin embargo, pueden ser significativos en casos que involucran rovers de movimiento rápido, como en el posicionamiento de una estación de cámara durante una misión fotogramétrica. Otros factores que limitan la precisión del posicionamiento de los estudios cinemáticos son su susceptibilidad a errores como picos DOP, refracción atmosférica e ionosférica, trayectoria múltiple y obstrucciones a las señales satelitales. A menudo, el efecto de estos factores se puede minimizar con una planificación cuidadosa o mediante técnicas de procesamiento avanzadas.

■ 1 5.2 PLANIFICACIÓN DE LEVANTAMIENTOS CINEMÁTICOS

Con demasiada frecuencia, los levantamientos cinemáticos se realizan con poca o ninguna planificación previa. Inevitablemente, cuando esto se hace, un levantamiento ocasional producirá malos resultados. Esto sucede debido a varias razones, incluidas muchas de las discutidas en la Sección 14.3. Sin embargo, los levantamientos cinemáticos son particularmente vulnerables a malas condiciones de observación debido al número relativamente bajo de observaciones tomadas en cualquier ubicación y los pequeños cambios que ocurren en la geometría del satélite en el momento de estas observaciones. Por ejemplo, si un sitio tiene problemas de dosel o es susceptible a trayectorias múltiples, puede ocurrir un levantamiento débil con malos resultados. Dado que los levantamientos cinemáticos son los más productivos, se utilizan predominantemente en la práctica. Por lo tanto, el National Geodetic Survey ahora está en el proceso de desarrollar pautas para realizar levantamientos cinemáticos.1 Un punto típico ubicado utilizando métodos de levantamiento cinemático puede tener tan solo 1 época a unos pocos minutos de datos de observación. Por lo tanto, las restricciones del dosel, la actividad solar, las trayectorias múltiples, los picos DOP y muchas otras fuentes de error pueden tener efectos drásticos en las ubicaciones determinadas del receptor.

1 Las Directrices para el usuario del Servicio Geodésico Nacional para el posicionamiento GNSS clásico en tiempo real, de William Henning, están disponibles en
http://www.ngs.noaa.gOv/PUBS_LIB/NGSRealTimeUserGuidelines.v2.0.4.pdt

Por ejemplo, si se hubiera realizado un estudio cinemático durante los períodos de picos de DOP que se muestran en la Figura 14.4, las coordenadas resultantes de estos puntos mostrarían errores mayores en comparación con otras medidas durante períodos de baja PDOP. Si bien un estudio estático generalmente tiene la duración suficiente para sobrevivir a los picos de DOP típicos que se observan hoy en día, un estudio cinemático es extremadamente vulnerable a ellos. Por lo tanto, es importante conocer los períodos de picos de DOP y evitarlos al realizar un estudio cinemático. Además del ruido adicional que la multitrayectoria puede causar en un receptor, también puede causar problemas en la resolución de las ambigüedades de los números enteros para cada satélite observado. La multitrayectoria es cíclica y el software de posprocesamiento puede modelarla en las sesiones más largas que suelen presentarse en los estudios estáticos. Sin embargo, la corta duración de una sesión cinemática típica impide un modelado similar en un estudio cinemático. Un receptor en condiciones de multitrayectoria seguirá mostrando resultados precisos aunque ocurra lo contrario. Por lo tanto, la estación base para un estudio cinemático nunca debe ubicarse en una ubicación susceptible a la multitrayectoria, y el rover también debe evitar estas condiciones. Edificios altos, árboles, cercas, vehículos, Se deben evitar los postes y otros objetos reflectantes similares.

Estos objetos generalmente se pueden localizar mediante procedimientos de compensación que se encuentran en la mayoría de los controladores de levantamientos actuales.

Excepto cuando se utilizan redes en tiempo real (véase la Sección 15.8), el software utilizado en los levantamientos cinemáticos asume que tanto los receptores base como los móviles se encuentran en las mismas condiciones

atmosféricas. Por lo tanto, las líneas base deben mantenerse por debajo de los 20 km y los levantamientos deben suspenderse cuando los receptores base y móvil no se encuentren en condiciones similares, como cuando un frente de tormenta atraviesa el área del proyecto.

La refracción causada por los electrones libres en la ionosfera y por las condiciones climáticas en la troposfera puede afectar negativamente los resultados de posicionamiento en un levantamiento cinemático. Durante períodos de alta actividad solar, los errores debidos a la refracción ionosférica pueden ser grandes. Dado que la ionosfera permanecerá cargada durante largos períodos de tiempo, habrá días en los que simplemente no se deba intentar un levantamiento satelital. En períodos de actividad solar muy alta, las señales de radio en la transmisión de datos desde los satélites puede verse interrumpida. Además, durante estos períodos, la comunicación por radio entre la base y los receptores móviles en un estudio RTK puede verse interrumpida. El Centro de Predicción Meteorológica Espacial de la Administración Nacional Oceánica y Atmosférica (NOAA)2 proporciona pronósticos de la actividad solar y su efecto en las comunicaciones por radio. Puede recibir actualizaciones automáticas del Centro Meteorológico Espacial registrándose. En particular, los usuarios deben monitorear las tormentas geomagnéticas, las tormentas de radiación solar y los cortes de señal de radio. Las tormentas geomagnéticas pueden causar problemas de orientación satelital, aumentando los errores de efemérides de transmisión, problemas de comunicación satelital y pueden provocar problemas de inicialización. Las tormentas de radiación solar también pueden crear problemas con las operaciones, la orientación y las comunicaciones de los satélites, lo que puede causar un aumento del ruido en el receptor y reducir la precisión del posicionamiento. Los cortes de señal de radio pueden causar pérdidas intermitentes de las comunicaciones satelitales y de radio, lo que puede aumentar el ruido en el receptor y reducir la precisión del posicionamiento. Estos se identifican en la NOAA sitio web en cinco categorías, de leve a extremo.

2 Los pronósticos del clima espacial están disponibles en http://www.swpc.noaa.gov/NOAAscales/index.html.

En general, no se debe intentar un estudio satelital cuando cualquiera de los tres se clasifica entre fuerte y extremo. Cabe destacar que, en un estudio cinemático posprocesado (PPK), al igual que en los estudios estáticos, los efectos de las tormentas geomagnéticas que generan errores efímeros pueden mitigarse utilizando una de las efemérides precisas disponibles durante el procesamiento de las observaciones. Además, en un estudio PPK, no se requiere un enlace de radio entre la base y el rover, por lo que los cortes de señal no representan un problema.

Por supuesto, el equipo utilizado en cualquier estudio debe estar calibrado. Por ejemplo, se debe verificar la precisión de los postes y trípodes de altura fija midiendo desde la punta del poste hasta la placa de montaje del receptor, también conocida como punto de referencia de la antena (ARP). Se debe verificar la rectitud de los postes y la firmeza de las patas de los trípodes. Además, se deben revisar periódicamente las burbujas circulares para garantizar su ajuste.

■ 1 5.3 INICIALIZACIÓN

Para iniciar un levantamiento cinemático, es necesario inicializar los receptores. Este proceso incluye la determinación de la ambigüedad entera (véase la Sección 13.5.2) para cada observación de pseudodistancia. Cualquiera de los métodos descritos a continuación puede permitir la inicialización de los receptores.

Un procedimiento para inicializar los receptores utiliza una línea base cuyas componentes ΔX, Δy y ΔZ se conocen. Se realiza una breve sesión de observación estática con receptores base e itinerantes que ocupan simultáneamente dos estaciones con posiciones conocidas. Dado que se conocen las diferencias en las coordenadas de la línea base, la diferenciación de las observaciones proporcionará las ambigüedades enteras desconocidas.

Estos cálculos de diferenciación se realizan en una operación de posprocesamiento utilizando los datos de ambos receptores. Si sólo se dispone de una estación de control, se puede configurar una segunda utilizando los métodos de levantamiento estático o estático rápido descritos en la Sección 14.2.

Un procedimiento de inicialización alternativo, denominado intercambio de antenas, también es adecuado si sólo se dispone de una estación de control. En este caso, el receptor A se coloca en el punto de control y el receptor B en un punto cercano y desconocido. Para mayor comodidad, el punto desconocido puede estar a menos de 10 m de la estación de control. Tras unos minutos de recopilación de datos con ambos receptores, se intercambian sus posiciones

mientras se mantienen en funcionamiento. Durante el intercambio, se debe tener cuidado de asegurar un seguimiento continuo o la sincronización con al menos cuatro satélites. Tras unos minutos más de observaciones, los receptores se intercambian de nuevo, devolviéndolos a sus posiciones iniciales. Este procedimiento permite determinar las diferencias de coordenadas de referencia y las ambigüedades de números enteros, de nuevo mediante técnicas de diferenciación.

Finalmente, las técnicas de inicialización más avanzadas se conocen como métodos de resolución de ambigüedades sobre la marcha (OTF). Estos métodos requieren cinco satélites utilizables durante el proceso de inicialización y receptores de doble frecuencia. El método OTF, que implica la solución de un sofisticado algoritmo matemático, ha resuelto ambigüedades de precisión centimétrica en 2 minutos para una línea de 20 km. Sin embargo, a veces se requieren sesiones más largas para resolver las ambigüedades, ya que no siempre se dan las condiciones ideales. El período típico para la resolución de ambigüedades es de generalmente, menos de cinco minutos. Con las técnicas de procesamiento actuales, no es raro resolver ambigüedades en menos de un minuto. Como se mencionó en la Sección 13.11, cuando se dispone de cuatro satélites con frecuencias L5, las ambigüedades pueden determinarse matemáticamente en una sola época de datos, eliminando así la necesidad de los métodos descritos anteriormente.

■ 1 5.4 EQUIPOS UTILIZADOS EN LEVANTAMIENTOS CINEMÁTICOS

El cuerpo del operador puede ser un obstáculo al realizar un levantamiento cinemático.

Por lo tanto, la antena suele montarse sobre una vara de altura fija de 2 m de longitud para evitar obstrucciones del operador. De igual manera, como se muestra en la Figura 15.1, el receptor base suele montarse sobre trípodes de altura fija. En cualquier caso, las ventajas de las varas y trípodes de altura fija en todos los levantamientos GNSS residen en que minimizan los errores de medición en la altura del receptor y ayudan a evitar obstrucciones causadas por el operador.

Otros equipos utilizados en levantamientos cinemáticos incluyen trípodes y jalones tradicionales de altura ajustable. Sin embargo, los ajustes en estos a menudo pueden provocar errores en las alturas medidas de la antena. Otro factor a considerar con los trípodes tradicionales es la necesidad de una base nivelante para el montaje de la antena. Al igual que con los equipos tradicionales, al utilizar bases nivelantes, es fundamental comprobar el ajuste de las plomadas ópticas (véase la Sección 8.19.4).

De igual manera, al utilizar miras de altura fija o ajustables, es importante comprobar y ajustar periódicamente las burbujas de nivel (véase la Sección 8.19.5).

Para el posicionamiento horizontal, los errores de configuración debidos a una mala nivelación de la burbuja se pueden minimizar utilizando configuraciones más bajas. El grado de error de configuración se puede determinar mediante la Ecuación (8.1). Por ejemplo, un trípode de altura fija fijado a 2,000 m con una desnivelación de 2 min provocará un error de posicionamiento horizontal de 1,1 mm. A una altura de 1,500 m, esta misma desnivelación resultará en un error de posicionamiento horizontal de 0,9 mm. Dado que ambos errores están por debajo del margen de error alcanzable en los levantamientos satelitales, normalmente se ignoran. Sin embargo, en los levantamientos cinemáticos, donde la pértiga móvil suele transportarse con menos cuidado, estos errores pueden ser significativos.

Por ejemplo, una pértiga de 2,000 m sostenida con una diferencia de nivel de 5 min resultará en un error de posicionamiento horizontal de 3 mm. Este error se acerca a la precisión alcanzable en los levantamientos satelitales y, por lo tanto, conlleva mayores errores de posición en los levantamientos cinemáticos en comparación con los métodos estáticos. Por ello, muchos trípodes de altura fija y algunos pértigas tienen varias posiciones predefinidas para el montaje del receptor. Las configuraciones típicas son 1,500 m, 1,800 m y 2,000 m. Se pueden añadir extensiones de longitud fija para aumentar la altura del receptor; sin embargo, a medida que aumenta la altura del receptor, también puede aumentar el error en el posicionamiento horizontal.

Se puede analizar el error de nivelación en la altura derivada de un punto mediante trigonometría simple. Por ejemplo, una pértiga de 2,000 m mantenida a 5 minutos de la nivelación introducirá un error de altura de tan solo 0,002 mm (2 — 2 cos 5'). Sin embargo, en algunos trabajos de levantamiento cinemático, la punta de la pértiga se eleva del suelo. Este error adicional se introduce en las alturas derivadas. Si bien estos errores son mayores que los esperados en un

levantamiento estático, están muy por debajo de lo que normalmente se necesita para los tipos de levantamientos donde el levantamiento cinemático es apropiado.

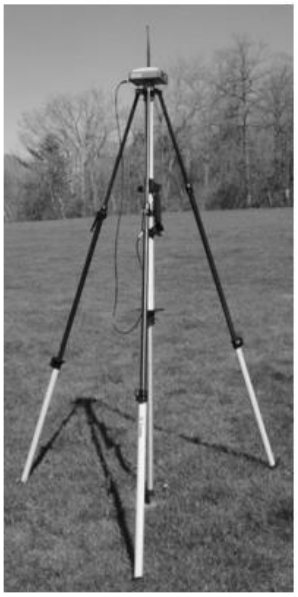


Figura 15.1
Un receptor GNSS montado en un trípode de altura fija.

En los levantamientos cinemáticos, se deben evitar obstrucciones aéreas en las estaciones base y móvil. Además, la ubicación del receptor base debe estar libre de objetos reflectantes, como edificios, vallas y vehículos. Los fabricantes venden cables de 30 metros que permiten al usuario ubicar el vehículo lejos del receptor base para evitar posibles problemas de multitrayectoria.

Para la mayoría de los levantamientos RTK, la antena de radio del receptor base suele montarse en un trípode cercano. Es importante que la antena de radio esté en posición vertical para que coincida con la orientación de la antena del móvil. Montar la antena de radio en altura puede aumentar el alcance de la radio base. Sin embargo, también se pueden utilizar estaciones repetidoras para ampliar el alcance de la radio de la estación base cuando sea necesario, así como para evitar obstrucciones.

Varios factores pueden determinar la mejor ubicación para la estación base en un levantamiento RTK. Dado que el alcance de la radio puede aumentar con la altura de la antena, es ventajoso ubicar la estación base en un punto elevado. Como se mencionó anteriormente, la estación base debe ubicarse en una zona libre de multitrayectoria. Además, dado que la estación base en un levantamiento RTK requiere la mayor cantidad de equipo, es preferible ubicarla en un lugar de fácil acceso. Las radios en un levantamiento RTK son de baja potencia. Por lo tanto, es recomendable evitar fuentes de alta actividad electromagnética, como subestaciones de la red eléctrica, líneas de alta tensión o edificios con grandes motores eléctricos, ya que estos elementos generan campos electromagnéticos considerables que pueden interrumpir las transmisiones de radio. Además, las señales de radio pueden interferir con la antena del receptor. Por lo tanto, la antena de la radio debe ubicarse a pocos metros de la antena del receptor.

Otros equipos necesarios para los levantamientos RTK incluyen una radio y su fuente de alimentación. Normalmente, se utiliza una batería externa para la radio receptora base más grande. Al planificar un levantamiento RTK, es importante contar con una fuente de alimentación de respaldo para el caso inevitable de que la batería se descargue. Un vehículo puede servir como fuente de carga con baterías y suministro de energía para las radios de la estación base. Finalmente, se requiere un controlador de sondeo para controlar la recopilación de datos tanto de la base como de los receptores móviles.

■ 1 5.5 MÉTODOS UTILIZADOS EN LEVANTAMIENTOS CINEMÁTICOS

Tras completar la inicialización mediante una de las técnicas anteriores, el receptor base permanece en la estación de control mientras el móvil se desplaza para recopilar datos sobre las características. Aunque las posiciones del móvil pueden determinarse a intervalos de tan solo 0,2 segundos, en los levantamientos cinemáticos se suelen utilizar frecuencias de 1 segundo. La precisión de los puntos intermedios oscila entre ±(1 — 2 cm + 2 ppm). En los levantamientos cinemáticos, ambos receptores deben mantener la sincronización con al menos cuatro satélites durante toda la sesión. Si se pierde la sincronización, los receptores deben reiniciarse.

Por lo tanto, se debe tener cuidado de no obstruir la antena del móvil llevándola cerca de edificios, debajo de árboles o puentes, cubriéndola con el cuerpo del operador, etc. Al finalizar el levantamiento, el rover debe regresar a su estación de control inicial o a otra, como comprobación.

Los levantamientos cinemáticos generalmente siguen dos formas de recolección de datos. En el modo cinemático real, los datos se recolectan a una velocidad específica. Este método es útil para recopilar puntos a lo largo de una alineación o elevaciones de nivel para levantamientos topográficos.

Una alternativa al modo cinemático real es detenerse durante varias épocas de datos en cada punto de interés. Este método, conocido como modo semicinemático o de parada y arranque, es útil para levantamientos cartográficos y de construcción donde se desea una mayor precisión para una característica específica. En el modo semicinemático, la antena se posiciona sobre los puntos de interés y se introduce un identificador de punto en el controlador del levantamiento para cada característica. Dado que generalmente se registran múltiples épocas de datos en cada punto, la precisión de este modo es mayor que la que se puede obtener en el modo cinemático real. En ambos estudios, la velocidad de recopilación de datos en la estación base y el explorador se establece típicamente en 1 segundo.

Como se explicó en la Sección 15.2, en los estudios cinemáticos, el explorador nunca permanece en una estación el tiempo suficiente como para sobrevivir a un pico de PDOP. Para los estudios cinemáticos, los valores de PDOP deben ser inferiores a cuatro. Además, dado que los altos recuentos de electrones libres en la ionosfera pueden afectar considerablemente las señales satelitales, es importante recopilar datos sólo durante períodos de baja actividad solar. Durante períodos de alta actividad solar, se pueden obtener resultados de posicionamiento deficientes y las comunicaciones con el receptor y el explorador pueden verse interrumpidas. Tanto los altos valores de PDOP como los períodos de alta actividad solar pueden evitarse con una planificación cuidadosa del proyecto.

En los estudios cinemáticos posprocesados (PPK), los datos recopilados se almacenan en el controlador o receptor del estudio hasta que finaliza el trabajo de campo. Posteriormente, los datos se procesan en la oficina utilizando el mismo software y las mismas técnicas de procesamiento que se utilizan en los estudios estáticos. La latencia de los datos no es un problema en los levantamientos PPK, ya que estos se posprocesan. Otras ventajas de los levantamientos PPK son que

(1) se pueden combinar efemérides precisas con los datos observacionales para eliminar errores en las efemérides transmitidas y

(2) las coordenadas de la estación base se pueden determinar una vez finalizado el trabajo de campo.

Por lo tanto, no es necesario conocer las coordenadas de la estación base antes del levantamiento. La falta de latencia de los datos y el uso de efemérides precisas dan como resultado que los levantamientos PPK tengan precisiones ligeramente superiores a las que se obtienen con los levantamientos RTK.

Como se explicó en la Sección 13.8, el levantamiento RTK, como su nombre lo indica, permite determinar la posición de los puntos instantáneamente a medida que el móvil ocupa un punto. Al igual que otros métodos cinemáticos, el levantamiento RTK requiere el funcionamiento simultáneo de dos o más receptores. La particularidad de este procedimiento reside en que se utiliza una radio para transmitir las coordenadas del receptor base y sus observaciones al móvil. En el móvil, las observaciones de ambos receptores son procesadas en tiempo real por la computadora de a bordo de la unidad para determinar casi inmediatamente su ubicación, según la Ecuación (13.27). Al igual que en los levantamientos PPK, las técnicas de procesamiento son similares a las utilizadas en los levantamientos estáticos.

Sin embargo, la velocidad de recolección de datos suele establecerse en 1 segundo. La Figura 15.2 muestra un levantamiento RTK intermitente en curso.

Como se muestra en la Figura 15.3, los levantamientos RTK requieren hardware compatible en cada extremo del enlace de radio. Normalmente, este equipo se adquiere de un fabricante.

Figura 15.2
Observe la antena utilizada en este levantamiento RTK intermitente. (Cortesía de Leica Geosystems AG).

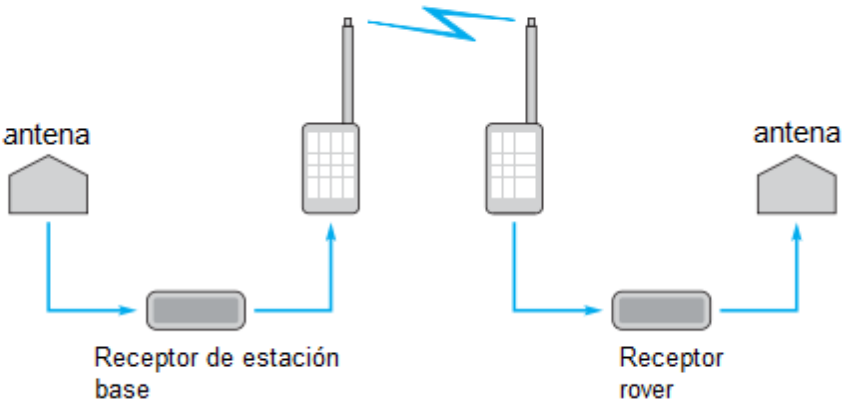


Figura 15.3
Un receptor base y un receptor con radios internas compatibles, utilizados en levantamientos RTK.

En Norteamérica y otras zonas del mundo, se pueden utilizar frecuencias en el rango de 150 a 174 MHz en el espectro radioeléctrico VHF y de 450 a 470 MHz en el espectro radioeléctrico UHF para transmisiones RTK.

Normalmente, los mensajes se actualizan en el receptor móvil cada 0,5 a 2 segundos. El enlace de datos del receptor RTK requiere un mínimo de 2.400 baudios o superior para su funcionamiento.

Sin embargo, esta velocidad suele ser mucho mayor, con una velocidad de 38.400 baudios.

Incluso con velocidades de baudios más altas, la aplicación de los datos del receptor base a los datos del receptor móvil se retrasa debido a los retrasos en la transmisión de las observaciones y la posición del receptor base al receptor móvil, así como al tiempo adicional necesario para calcular la posición del receptor móvil. Normalmente, la latencia de los datos oscila entre 0,05 y 1,0 segundos. La latencia de los datos influye en la precisión final de las posiciones derivadas. Sin embargo, estos problemas se han minimizado desde que se desactivó la disponibilidad selectiva. Incluso con disponibilidad selectiva, estos errores tendían a ser pequeños y no afectaban significativamente la calidad final de la mayoría de los estudios.

El enlace de radio utilizado con RTK puede limitar la distancia entre el receptor base y el/los móvil(es) a menos de 10 km (aproximadamente 6 millas). Esta distancia puede aumentarse con transmisores más potentes o mediante el uso de estaciones repetidoras, como se muestra en la Figura 15.4.

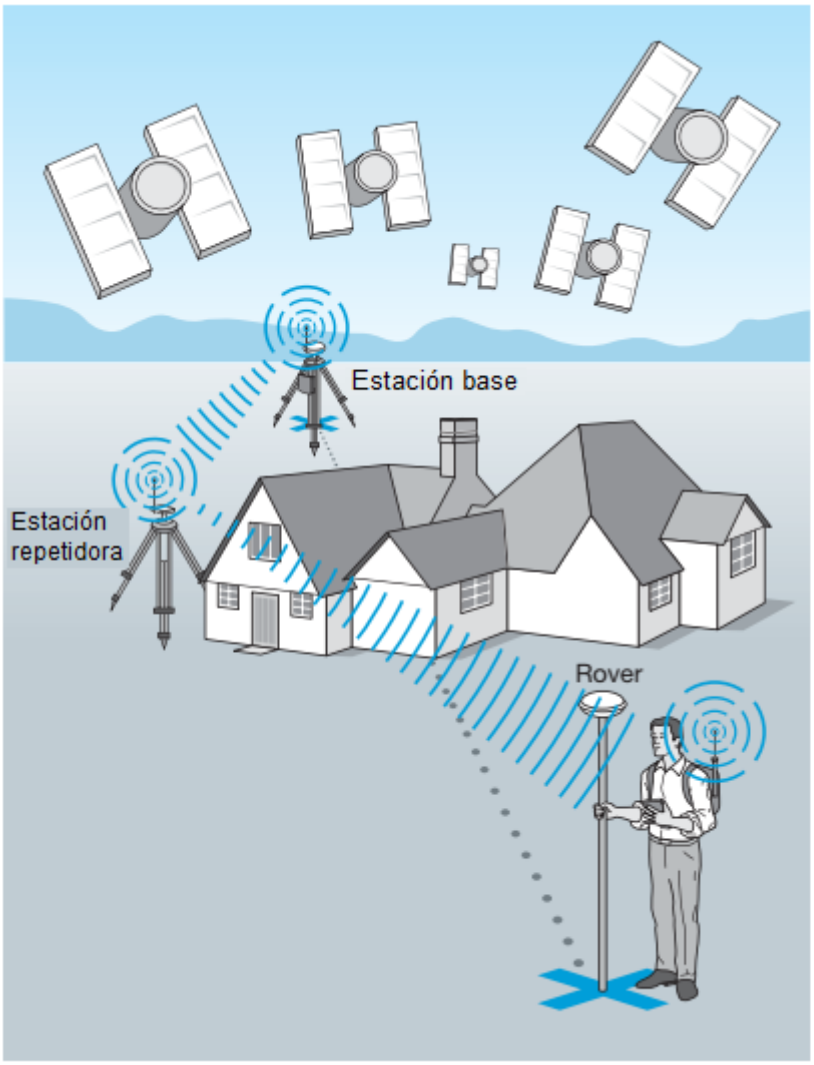


Figura 15.4
Uso de un repetidor de radio para sortear obstrucciones. (Cortesía de Ashtech, Inc.)

Una estación repetidora recibe la señal de un transmisor como la radio base, la retransmite. Algunos transmisores requieren una licencia de la Comisión Federal de Comunicaciones (FCC) para transmitir los datos. Con radios de baja potencia, se requiere una línea de visión entre el transmisor y el receptor.

Una ventaja de las estaciones repetidoras es que pueden utilizarse para realizar levantamientos alrededor de obstrucciones y aumentar el alcance de la radio base. En zonas con cobertura celular, también se pueden utilizar módems de datos para transmitir datos desde el receptor base al móvil.

Las ventajas de los levantamientos RTK sobre los levantamientos PPK son la reducción del tiempo de oficina y la posibilidad de verificar las observaciones en campo. Al utilizar RTK, los datos también pueden descargarse inmediatamente a un SIG (véase el Capítulo 28) o a un proyecto de levantamiento existente. Esto aumenta la productividad general del levantamiento.

■ 1 5.6 REALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTOS CINEMÁTICOS POSTPROCESADOS

Un levantamiento PPK requiere un receptor base que recopile datos a la misma velocidad de época que el móvil. El receptor base suele estar configurado sobre una estación de referencia establecida a partir de un levantamiento estático previo. Si una estación CORS local recopila datos a la misma velocidad, también puede utilizarse como receptor base. Por ejemplo, si una estación CORS local recopila datos a una velocidad de época de 5 segundos y el

móvil también está configurado a una velocidad de época de 5 segundos, los archivos de observación de la estación CORS pueden descargarse y utilizarse para reducir los datos del móvil. Algunas estaciones CORS tienen una velocidad de época de 1 segundo para este fin.

Cuando una estación de referencia local no está disponible inmediatamente para su uso como estación base, es posible establecer las coordenadas temporales del receptor base utilizando su posición autónoma. La posición autónoma del receptor puede derivarse a partir de tan solo una época de datos.3 Esta posición se determina mediante la codificación de rangos y no es muy precisa, pero permite que el levantamiento PPK continúe. Posteriormente, antes de procesar las posiciones móviles del receptor, se puede lograr un posicionamiento preciso de la estación base mediante el posprocesamiento de los datos del receptor base con una estación de red de referencia establecida. La conexión con el receptor de la estación base puede realizarse recopilando datos de una estación CORS local o de cualquier otra estación de referencia de red establecida, incluyendo estaciones HARN o estaciones establecidas por el Departamento de Transportes estatal y empresas locales de ingeniería topográfica (geomática).

Por ejemplo, una estación CORS es una estación de control de referencia establecida de fácil acceso. El Servicio Geodésico Nacional (NGS) ha creado un sitio web conocido como Servicio de Usuario de Procesamiento en Línea (OPUS) 4 para realizar esta función para el topógrafo. Utiliza tres estaciones CORS cerca del receptor de la estación base para determinar la posición de este durante el estudio PPK. Una estación CORS tiene la ventaja adicional de no requerir otro receptor para recopilar datos en la estación de referencia de la red. No es importante que los datos para esta conexión se recopilen a la misma frecuencia de época que el estudio PPK. Lo importante es que la sesión de observación tenga la duración suficiente para calcular el vector de línea base de conexión.

3 Debido a la inexactitud de la posición autónoma de un receptor GNSS, nunca debe utilizarse en estudios de replanteo RTK.

4 OPUS está disponible en el sitio web de NGS: http://www.ngs.noaa.gov/OPUS/.

Por ejemplo, el receptor base puede recopilar datos a una frecuencia de 1 segundo para apoyar el estudio PPK, mientras que el receptor de la estación de red recopila datos a una frecuencia de 5 segundos. Es importante que ambos receptores recopilen datos en los mismos múltiplos. Por ejemplo, si un receptor de la estación de referencia recopila datos a una frecuencia de 3 segundos mientras que la estación base los recopila a una frecuencia de 2 segundos, los datos comunes sólo se obtendrán cada 6 segundos, lo que resultaría en que dos de cada tres observaciones de la estación base fueran inutilizables. Estas situaciones deben evitarse. La Tabla 14.1 muestra las duraciones típicas de las sesiones para diferentes duraciones de línea base. Mientras se recopilan los datos de conexión, el móvil puede continuar con el estudio PPK; sin embargo, la estación base debe recopilar suficientes datos para determinar su posición posteriormente.

El NGS recomienda una duración mínima de sesión de 2 h en el receptor base cuando se utiliza la opción de procesamiento estático. La opción estática tiene una duración máxima de 24 h. Sin embargo, el NGS ofrece un servicio estático rápido (OPUS-RS) que puede determinar la posición del receptor de la estación base con tan solo 15 min de datos en buenas condiciones de observación mientras se realiza el estudio PPK. Una vez finalizado el estudio, el archivo de observación RINEX (véase la Sección 14.3.5) del receptor base se envía a OPUS a través de Internet. OPUS calcula la posición del receptor base utilizando estaciones CORS cercanas. Normalmente, en pocos minutos, los resultados de los cálculos se envían al usuario por correo electrónico. La posición de la estación base obtenida por OPUS se introduce en el software de procesamiento del usuario para determinar la ubicación del móvil durante el estudio PPK simultáneo. Para obtener los mejores resultados, es necesario conocer el modelo de la antena del receptor base y su altura en relación con el punto de referencia de la antena (véase la Sección 13.6.3) e introducirlos en OPUS junto con el archivo de observación.

Los levantamientos PPK se utilizan normalmente para recopilar datos para levantamientos cartográficos. Son especialmente útiles para levantamientos de gran tamaño con mínimas obstrucciones, donde el móvil puede montarse en un vehículo. Como se menciona en la Sección 15.5, las características pueden recopilarse utilizando el modo semicinemático o cinemático real. En zonas donde las obstrucciones de la cubierta vegetal son un problema, el modo semicinemático puede utilizarse para establecer puntos de referencia temporales de mayor precisión para su uso

posterior en una estación total. Se requiere un mínimo de dos puntos. Una estación es la estación de referencia para la estación total, mientras que la otra es su referencia, que establece la posición de rotación del levantamiento. A medida que estén disponibles las nuevas y más potentes señales L2C y L5, el problema causado por las obstrucciones del dosel podría desaparecer significativamente, eliminando así la necesidad de una estación total para recopilar datos en áreas con restricción de dosel.

Al recopilar datos utilizando el modo cinemático real, es importante establecer una frecuencia de época razonable en función de la velocidad de movimiento del rover. Por ejemplo, si el rover se transporta manualmente, una frecuencia de época de 1 segundo resultaría en la recopilación de datos cada 1,5 o 1,8 metros. Esta es una cantidad excesiva de datos para un levantamiento topográfico típico. Además, la recopilación excesiva de datos en líneas daría como resultado una red irregular triangulada débil. Para evitar esto, algunos controladores topográficos permiten a sus usuarios establecer la frecuencia de recopilación de datos en una distancia bidimensional o tridimensional específica. La Sección 17.8 analiza la importancia de recopilar datos correctamente para las características topográficas. La sección 17.12 analiza los métodos que se utilizan para producir de manera eficiente trabajos de líneas en mapas.

Como se mencionó anteriormente, los receptores deben inicializarse antes de iniciar un levantamiento cinemático. Una vez realizado esto, la recopilación de datos puede continuar siempre que se mantenga la sincronización con cuatro satélites. Por lo tanto, es importante vigilar el número de satélites visibles y la PDOP de la solución. Si las restricciones de la cubierta vegetal impiden la visibilidad de satélites cruciales para una solución precisa, la PDOP mostrada en el receptor aumentará. En este caso, el usuario debe dirigirse a una zona con una PDOP suficientemente baja y realizar el levantamiento posteriormente con una estación total. Si el número de satélites es inferior a cuatro, el rover debe reiniciarse. El método más común de reinicialización consiste en mover el rover a una ubicación donde cinco satélites sean visibles. En esta ubicación, el OTF restablecerá rápidamente

la sincronización con los satélites. En estas situaciones, el OTF puede restablecer la sincronización con los satélites en menos de un minuto. Sin embargo, si esto no es posible, el usuario puede

desplazarse a una característica identificable previamente registrada para restablecer la sincronización con los satélites. Se pueden establecer puntos de control temporales al inicio del estudio para facilitar esta solución. Dado que volver a una característica previamente estudiada e identificable puede llevar mucho tiempo, la mayoría de los usuarios intentan mantener la sincronización en cinco o más satélites constantemente y evitar situaciones donde puedan ocurrir problemas de pérdida de sincronización.

Como se mencionó anteriormente, cuando el número de satélites de los bloques IIF y III se vuelve significativo, los problemas de pérdida de sincronización pueden desaparecer.

Dado que los levantamientos cinemáticos utilizan un número reducido de observaciones para establecer las coordenadas de los puntos, se recomienda un valor de PDOP inferior a cuatro para la mayoría de los levantamientos. Sin embargo, un valor de hasta 6 es aceptable para ciertos tipos de levantamientos, como por ejemplo, un levantamiento cartográfico. El usuario también puede observar el PDOP a medida que avanza el levantamiento. Cuando la geometría satelital es débil, el valor de PDOP aumentará. No se deben recopilar datos si el valor de PDOP es superior a 6. Un cambio repentino en el valor de PDOP suele deberse a una obstrucción que ha eliminado un satélite clave de la solución geométrica del punto. Como se mencionó anteriormente, cuando esto ocurre, el usuario debe dirigirse a un lugar donde el PDOP sea menor y continuar el levantamiento.

Una vez recopilados los datos, se cargan en el software de procesamiento. Una ventaja de los levantamientos PPK sobre los RTK es que permiten utilizar efemérides precisas en el procesamiento. Como se explica en la Sección 13.6.3, esto resultará en una mejor solución para las posiciones de los puntos levantados, ya que elimina los errores efímeros. Las coordenadas de la estación base deben establecerse o introducirse antes de descargar el archivo de observación del móvil. Si se desconocen las coordenadas de la estación base, la posición del receptor base debe calcularse en el software de procesamiento u obtenerse mediante un software como OPUS. Establecer las coordenadas de la estación base antes de cargar el archivo de observación del móvil garantiza que los vectores al móvil radien desde la estación base. A continuación, se realiza el procesamiento de los vectores de línea base al móvil. Al tratarse de un levantamiento radial, no se pueden comprobar los valores de las coordenadas resultantes. Sin embargo, para características críticas,

es posible volver a levantar estos puntos desde una segunda estación base. Esto es similar al procedimiento de recorrido radial analizado en la Sección 9.9.

Como se explicó en la Sección 13.4.3, las alturas determinadas por los levantamientos satelitales se expresan en el sistema de coordenadas geodésicas. Normalmente, los mapas topográficos se generan utilizando un sistema de coordenadas cartográficas y alturas ortométricas.

La conversión de coordenadas geodésicas a coordenadas cartográficas se explica en el Capítulo 20. Como se muestra

En la ecuación (13.8), la altura del geoide en cada punto debe aplicarse a la altura geodésica para determinar su altura ortométrica. Si el usuario lo solicita y dispone de un modelo geoidal, el software puede determinar la altura ortométrica de los puntos estudiados. El modelo geoidal actual para Estados Unidos es GEOID09.

Este modelo tiene una precisión de unos pocos centímetros para la mayor parte de los Estados Unidos. Por lo tanto, las alturas ortométricas derivadas serán ligeramente peores. El fabricante del software suele proporcionar archivos de soporte para actualizar tanto el controlador como el software al modelo geoidal actual.

15.7 COMUNICACIÓN EN LEVANTAMIENTOS CINEMÁTICOS EN TIEMPO REAL

Los receptores móviles en los levantamientos RTK requieren comunicación continua con los receptores base. Esta comunicación puede realizarse mediante radios, conexiones inalámbricas a internet o módems de datos. Mediante estos dispositivos, el receptor base transmite tanto correcciones como datos brutos al móvil. Este procesa estos datos mediante procedimientos similares a los descritos en la Sección 13.9.

La forma más común de comunicación entre el receptor base y el móvil es mediante radios de baja potencia. Estas radios suelen ser parte integral del receptor. La Comisión Federal de Comunicaciones (FCC) no exige licencia para radios que transmiten en el rango de 157 a 174 MHz. Sin embargo, todas las demás frecuencias indicadas en la Sección 15.4 sí la requieren. Los transmisores de radio externos más potentes suelen utilizar frecuencias en el rango de 450 a 470 MHz. Estas frecuencias requieren una licencia de la FCC. Dado que, según las regulaciones de la FCC, la comunicación de voz tiene prioridad sobre la comunicación de datos, los transmisores de radio generalmente vienen con hasta 10 o más frecuencias o canales preestablecidos. El operador debe encontrar un canal que no esté en uso. Además, utilizar un canal sin licencia constituye una infracción a las regulaciones de la FCC, lo que puede resultar en multas elevadas.

Por lo tanto, es recomendable obtener licencias para varios de los canales disponibles en el transmisor. La potencia máxima de las radios suele ser de 35 vatios. Este método de comunicación funciona en todo el mundo, aunque podría requerirse una licencia adicional para usar las frecuencias. Al usar radios, es importante conectar la antena a la radio antes de encender el transmisor para evitar fallas en el equipo.

Otra opción para la comunicación entre el receptor base y el rover son los módems de datos. Estos requieren cobertura celular en el área de estudio. Cuando hay cobertura, los datos se transmiten al rover mediante tecnología celular.

El proveedor de telefonía móvil cobra una tarifa mensual por usar esta opción. Obviamente, esta forma de comunicación no está disponible en zonas sin cobertura.

Además, la latencia de datos con esta forma de comunicación será mayor que la experimentada con las radios.

En zonas con conexión inalámbrica a internet, el receptor base y el móvil pueden comunicarse a través de internet. Esta opción requiere que el receptor base tenga conexión a internet y el móvil, conexión inalámbrica. Nuevamente, la latencia de datos será mayor que la experimentada con radios que utilizan este tipo de comunicación.

Pueden ocurrir varios problemas con los equipos de comunicación. Los cables suelen romperse cerca de los conectores, lo que provoca problemas de transmisión intermitente.

En casos graves, los cables fallan y la comunicación es imposible. También la energía de la radio limita su alcance. Al usar receptores con radios internas, el alcance suele limitarse a áreas pequeñas alrededor de la estación base, que

suelen ser inferiores a 3 km. Como se explicó en la Sección 15.3, este alcance puede aumentarse con estaciones repetidoras. Con radios externas de 35 vatios, se maximiza el alcance del estudio, pero generalmente se limita a áreas de menos de 10 km (6 mi) de radio. También se pueden lograr mayores alcances con estaciones repetidoras. En un estudio en Alaska, en condiciones ideales, el alcance desde la radio base hasta el rover fue de 61 km (38 mi).

Obviamente, ésta no era una situación típica.

15.8 REDES EN TIEMPO REAL

Una estación base requiere receptores y personal adicionales para realizar el estudio.

Si el receptor base pudiera utilizarse como móvil, el trabajo se podría realizar en la mitad de tiempo. Una red en tiempo real ofrece esta capacidad. Una opción que elimina la necesidad de un receptor base en un levantamiento RTK se conoce como Red en Tiempo Real (RTN). Tanto el sector privado como el público están implementando esta tecnología.

La RTN es una red de estaciones base conectadas a una computadora central de procesamiento mediante internet. Utilizando las posiciones conocidas de los receptores base y sus datos de observación, la computadora central modela errores en las efemérides satelitales, errores de alcance causados por la refracción ionosférica y troposférica, y la integridad geométrica de las estaciones de la red. La estación de referencia virtual (VRS) y el parámetro de corrección espacial (FKP) son ejemplos de dos métodos utilizados para modelar estos errores.

Por supuesto, estos sistemas podrían no funcionar de forma fiable en zonas con dificultades de conectividad celular. Dado que todo el sistema implica la comunicación desde múltiples receptores base a un procesador central y, finalmente, a un móvil, el alto volumen de tráfico en Internet, las múltiples conexiones entre servidores de red y el procesador central, y el tiempo de transmisión en el entorno celular pueden generar una mayor latencia de datos que las conexiones de radio base-móvil, mucho más sencillas. Algunos fabricantes esperan las correcciones del procesador central antes de procesar los datos en el móvil.

Otros extrapolan los errores modelados para procesar los datos de observación del rover en el momento de la recepción. El software de la aplicación suele detener las operaciones de levantamiento si la latencia de los datos supera un intervalo de tiempo especificado. ¡Este valor puede ser de hasta cuatro segundos! Por esta razón, los topógrafos deben usar los RTN con precaución o no usarlos en absoluto en las operaciones de control de la máquina (véase la Sección 15.9).

Como se muestra en la Figura 15.5, en los estudios cinemáticos en tiempo real, la precisión de la posición se degrada a medida que el rover se aleja de la estación base. Esto se debe principalmente a las diferencias en la ionosfera entre la base y el rover.

Obsérvese que esta distancia varía con respecto a la actividad solar y su efecto en la ionosfera. Esto es particularmente cierto en el componente vertical, donde los errores son tradicionalmente dos o tres veces mayores que los horizontales. En las RTN, estos errores se modelan y, por lo tanto, se reducen sustancialmente. Sin embargo, como se muestra en la Figura 15.5, estos errores aumentan a medida que el rover se aleja de la estación de referencia de la red.

5 *FKP es un acrónimo de Flächenkorrekturparameter, que en alemán significa parámetro de corrección espacial.*

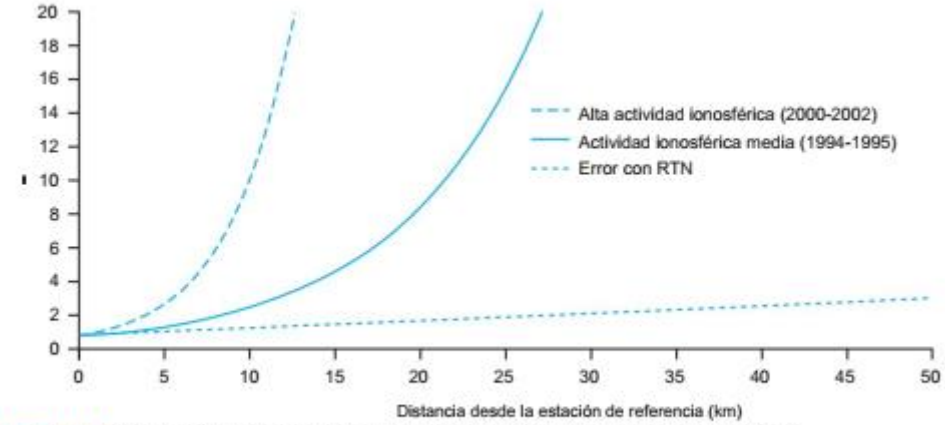


Figura 15.5 Comparación de errores horizontales durante diferentes períodos de la ionosfera. actividad. (Cortesía del Servicio Geodético Nacional).

Cuando el rover se conecta a la RTN, ya sea el procesador central o el
El rover interpola los errores a una ubicación en el sitio de estudio. Se crea una estación de referencia virtual (VRS) que el rover utiliza para determinar su posición. Si el rover...
se aleja demasiado del VRS, se determina otra estación de referencia virtual para el
rover. Al trabajar con un RTN, se elimina el error de ppm en la medición, lo que resulta en
con mayor precisión que las que se pueden conseguir con una radio y un receptor de base única.
La precisión de las posiciones determinadas mediante RTN suele estar dentro de los 2 cm en cualquier lugar. a una distancia de 30 km de una estación de referencia. Otra ventaja de usar un
RTN es que las coordenadas obtenidas de la red están referenciadas a una com-
mi dato,6 y por lo tanto los resultados de muchas encuestas encajarán perfectamente entre sí.
Estos sistemas RTN se venden generalmente como un servicio de suscripción. Los usuarios de este El servicio ahorra costes ya que no necesita un receptor base ni personal adicional
Para monitorear el receptor base mientras se realiza un estudio. El sistema debe calibrarse periódicamente localizando una posición conocida en el sistema RTN con el móvil.
Las estaciones HARN pueden servir como buenas estaciones de referencia. Se recomienda precaución. al utilizar una RTN fuera de los límites de la red, ya que los errores aumentan rápidamente
cuando la extrapolación de las correcciones ocurre más allá de los límites de las estaciones base.

15.9 REALIZACIÓN DE LEVANTAMIENTOS CINEMÁTICOS EN TIEMPO REAL

Como se indicó anteriormente, la principal diferencia entre las encuestas RTK y las encuestas PPK
Es el hecho de que las encuestas RTK proporcionan resultados inmediatos en el campo. Por lo tanto, RTK
Los levantamientos topográficos se utilizan principalmente en el replanteo de obras de construcción. Dado que los levantamientos RTK proporcionan...
Para obtener resultados inmediatos, se debe utilizar alguna forma de comunicación, como se analiza en la Sección 15.6.
Se establecerá y mantendrá durante todo el levantamiento RTK. Similar al PPK.
En las encuestas, los receptores deben inicializarse antes de iniciar la encuesta y la inicialización debe mantenerse durante toda la encuesta. Sin embargo, el proceso de la topografía es similar a los métodos utilizados en una encuesta PPK.

[6]*En la sección 19.6 se analizan los marcos de referencia que se utilizan actualmente en el continente norteamericano.*

Los levantamientos de replanteo que utilizan RTK tienen algunas distinciones importantes con
respecto a los levantamientos convencionales. Una diferencia importante es el marco de referencia (también llamado dato). Como se discutió en el Capítulo 19, las encuestas convencionales utilizan alguna forma de NAD

83 como referencia horizontal y NAVD 88 como referencia vertical típicamente. Estos marcos de referencia se consideran regionales, ya que se desarrollaron utilizando observaciones únicamente en América del Norte. Como se explica en la Sección 13.4.3,
Las efemérides de transmisión utilizan WGS 84, que es un marco de referencia mundial.
La representación actual del marco de referencia WGS 84 se aproxima mucho a ITRF 2000. La diferencia en los orígenes de los datos NAD 83 e ITRF 2000 es de aproximadamente 2,2 m.
Por lo tanto, al realizar un estudio de replanteo, las coordenadas de las estaciones producidas por Los receptores pueden diferir significativamente de las coordenadas de las mismas estaciones en el marco de referencia regional que se utilizó para realizar el diseño de ingeniería.
Como se discutió en la Sección 19.6.6, las coordenadas topográficas de los puntos pueden ser incorporadas al datum regional mediante una transformación de coordenadas. Para ello, se deben establecer puntos que tengan valores de coordenadas del marco de referencia regional en el perímetro del área del proyecto. Se establecerán al menos dos puntos de control horizontales y deben existir tres puntos de control verticales. Sin embargo, es mejor tener un mínimo de tres puntos de control horizontales y cuatro verticales para fines de redundancia y comprobaciones. Como se explica en la Sección 19.6.6, una mínima transformación considerando únicamente los factores de traducción entre los datos de referencia se puede realizar si sólo existe un punto de control regional. Sin embargo, esto resultará en una pérdida significativa de precisión en el levantamiento. Además, como se explica en la Sección 19.6.6, una transformación de coordenadas bidimensional simplificada (ver la ecuación 11.37 permite transformar las posiciones derivadas del levantamiento topográfico en un marco de referencia local. Al realizar estas transformaciones, es importante controlar el exterior y los alrededores del área del proyecto para evitar errores de extrapolación.
Los controladores topográficos tienen esta transformación integrada en su software. Según el proveedor, esta transformación se conoce como localización o calibración del sitio. Este procedimiento debe realizarse al inicio de cada proyecto.

Requiere coordenadas locales o arbitrarias. El procedimiento implica ocupar las estaciones de control con la antena. El controlador calcula la transformación de parámetros y permite al usuario visualizar los errores. Es recomendable realizar este procedimiento siempre que surjan dudas sobre la estabilidad del control para eliminar posibles errores. Con esto en mente, se debe planificar un estudio de alineación con los puntos de control a lo largo de todo el corredor para garantizar su rápida disponibilidad. Siguiendo este procedimiento, se puede proceder al replanteo de los puntos de diseño. Sin embargo, este procedimiento debe realizarse sólo una vez por proyecto, ya que los errores en los sistemas pueden producir resultados significativamente diferentes si se repite el procedimiento.

Dado que los receptores crean archivos de observación durante una encuesta RTK, es posible convertir un levantammiento RTK en una encuesta PPK en la oficina. Esto puede ser útil cuando se presentan problemas sobre el terreno. Sin embargo, esto no serviría de nada en un estudio de replanteo.

15.10 CONTROL DE MÁQUINAS

Tradicionalmente, los proyectos de construcción se ejecutaban colocando estacas en lugares clave del proyecto (ver Capítulo 23) para establecer los niveles de materiales y calidades del trabajo terminado.

Figura 15.6 Una excavadora y una motoniveladora utilizan el control de la máquina para crear una intersección de caminos. (Cortesía de Topcon Positioning Systems, Inc.)

Sin embargo, con los métodos de topografía RTK, es posible cargar el diseño del proyecto, los modelos digitales del terreno (véase la Sección 18.14) y los parámetros de calibración del sitio en una computadora que guía el vehículo durante el proceso de construcción. Esta tecnología, conocida como control de la máquina, permite al operador de la máquina ver su posición en un proyecto de construcción, los niveles de corte y relleno, y las pendientes terminadas del proyecto, todo en tiempo real. Como se muestra en las Figuras 15.6 y 15.7, esto se logra colocando unidades RTK en el equipo de construcción. Un aspecto de esta tecnología es que la antena debe calibrarse con respecto al vehículo de construcción. Por ejemplo, la distancia entre el punto de referencia de la antena y el filo de la cuchilla de una máquina debe observarse e ingresarse en el sistema de control de la máquina para que la altura de la superficie bajo la cuchilla se conozca con precisión.

Para lograr con precisión este nivel de automatización, el topógrafo debe establecer un control horizontal y vertical suficiente sobre el área del proyecto de construcción. Un radiotransmisor de alta potencia permite un alcance de aproximadamente 10 km (6 mi) desde la estación base. Además, en lugares donde las obstrucciones puedan interferir con las transmisiones satelitales, el topógrafo debe añadir un control suficiente para permitir el uso de una estación total robótica. En estas áreas, una estación total robótica puede guiar el equipo de construcción para sortear las obstrucciones. El topógrafo también debe crear un modelo digital del terreno (véase la Sección 18.14) del terreno existente antes del inicio del proyecto y un modelo de superficie tridimensional propuesto del proyecto finalizado. Estos dos elementos se cargan en el sistema de control de la máquina junto con los parámetros de calibración del sitio. Como se explica en la Sección 15.8, los parámetros de localización son necesarios para transformar las coordenadas del levantamiento en el datum del proyecto. Con un modelo digital del terreno (MDT) existente (véase la Sección 18.14), la superficie digital final y los parámetros de localización cargados en el sistema de control de la máquina, el vehículo de construcción es guiado por este a través del proyecto.

Figura 15.7
Antena GNSS montada en una cuchilla niveladora. (Cortesía de Topcon Positioning Systems, Inc.).

La precisión del uso de RTK es de aproximadamente 1 cm en horizontal y 2 cm en vertical. Esta precisión es suficiente para excavaciones. Sin embargo, las superficies terminadas requieren precisiones inferiores a 5 mm (0,02 pies). Esta precisión se logra complementando el sistema de control de la máquina con niveles láser, como se muestra en la Figura 24.2, o estaciones totales robóticas. Un fabricante ha incorporado un nivel láser a sus sistemas de control de maquinaria para lograr precisiones milimétricas en las tres dimensiones.

Al utilizar este equipo, se debe colocar un control suficiente en los perímetros del área del proyecto para guiar a los vehículos de construcción a través del proyecto. Por ejemplo, las estaciones totales robóticas tienen un radio de trabajo de aproximadamente 305 m desde el vehículo de construcción, y los niveles láser tienen un radio de trabajo de aproximadamente 457 m desde el vehículo. Por lo tanto, el control debe ubicarse dentro de los límites adecuados para proporcionar la guía suficiente para respaldar el sistema de control de la máquina. Nuevamente, las RTN deben usarse con precaución en el control de máquinas, ya que la latencia de datos puede ser alta, lo que puede generar errores significativos en tiempo real durante el proceso de acabado en un proyecto de construcción. De hecho, algunos fabricantes no recomiendan el uso de RTN en proyectos de control de máquinas.

Como se muestra en la Figura 15.8, otra área que utiliza RTK es la agricultura de precisión. Esta área no requiere la experiencia de un topógrafo, pero aun así es interesante. En la agricultura de precisión, el rendimiento de los cultivos se monitorea con respecto a la posición de la cosechadora en el campo. Además, se localizan muestras de suelo y se analizan para determinar su fertilidad, drenaje, etc., para proporcionar al agricultor una visión completa del rendimiento en función de las condiciones de cultivo. Al año siguiente, esta información se introduce en un sistema de guía que controla los equipos de labranza, sembradoras, pulverizadores y esparcidores de fertilizantes para que se utilicen en la labranza y los productos químicos adecuados según las necesidades de cada punto del campo.

Figura 15.8 Un tractor grande tirando de una niveladora de terreno. (Cortesía de Topcon Positioning Systems, Inc.).

El resultado final es un ahorro de combustible y de productos químicos que aumentan el rendimiento de los cultivos. Este es un ejemplo de cómo la tecnología topográfica llega a campos no topográficos.

15.11 ERRORES EN LEVANTAMIENTOS CINEMÁTICOS

Los levantamientos cinemáticos presentan las mismas fuentes de error que los levantamientos convencionales. Estas incluyen:

Errores de configuración en la estación base y el rover. Errores en la lectura de la altura a la antena de la estación base o rover. Además, todas las encuestas satelitales tienen las siguientes fuentes de error.

1. Refracción ionosférica

2. Refracción troposférica

3. Errores en las efemérides

4. Errores en las coordenadas de la estación base

5. Geometría satelital débil

15.12 ERRORES EN LOS LEVANTAMIENTOS CINEMÁTICOS

Algunos de los errores más comunes que se pueden cometer en los estudios cinemáticos incluyen:

1. Identificación errónea de estaciones

2. Identificación incorrecta de la estación

3. Iniciar o continuar con el levantamiento antes de que se resuelvan las ambigüedades de los números enteros.

4. Identificación errónea de la antena.

5. Levantamiento durante períodos de alta actividad solar.

6. Configuraciones incorrectas para la conexión de radio o inalámbrica.

7. Levantamiento bajo obstrucciones aéreas.

PROBLEMAS

Los asterisco(s*)indican problemas que tienen respuestas parciales en el Apéndice G.

15.1* ¿Cuál es la tasa de época típica para un estudio cinemático?

15.2 ¿Cuáles son las ventajas de una encuesta PPK sobre una encuesta RTK?

15.3¿Cuáles son las ventajas de una encuesta RTK sobre una encuesta PPK?

15.4 ¿Por qué se utilizan estaciones repetidoras en un estudio RTK?

15.5 ¿Cómo se pueden eliminar los errores efímeros en un levantamiento cinemático?

15.6 * ¿Cuánto error en la posición horizontal ocurre si la antena está montada en un poste de 2.000 m que está 10 minutos desnivelado?

15.7 Resuelva el problema 15.6, pero esta vez suponga que el nivel está 4 minutos fuera de nivel.

15.8 ¿Cuánto error en la posición vertical ocurre con la situación descrita en el problema 15.6?

15.9 * ¿Por qué la antena de radio en la estación base debe montarse lo más alto posible?

15.10 Enumere dos razones por las que las encuestas PPK suelen proporcionar mejores resultados que las encuestas RTK.

15.11 ¿Qué es OPUS y cómo se puede utilizar en una encuesta PPK?

15.12 ¿Cuáles son los métodos disponibles para inicializar un receptor?

15.13 Analice las diferencias entre los modos de parada y arranque y los modos cinemáticos verdaderos de topografía.

15.14 Analice los pasos apropiados utilizados en el procesamiento de datos PPK.

15.15 ¿Por qué no se recomienda el uso de una red en tiempo real en el control de máquinas?

15.16 ¿Qué es VRS?

15.17 ¿Qué limitaciones existen en una encuesta RTK?

15.18* ¿Qué frecuencias que se encuentran en las radios RTK requieren licencia?

15.19 ¿Qué es la localización de un levantamiento?

15.20 ¿Por qué es importante localizar un levantamiento?

15.21 Analice cómo se pueden resolver las diferencias de coordenadas entre un dato regional y las coordenadas derivadas del satélite.

15.22 ¿Cuáles son los tres elementos topográficos necesarios para el control de máquinas?

15.23 Un tramo de carretera de 8 km presenta numerosas restricciones de cobertura. ¿Cuál es el número mínimo

de estaciones de control necesarias para el control de la maquinaria en este tramo de la carretera si se utiliza una estación total robótica?

15.24 ¿Cómo se utilizan las estaciones totales robóticas en el control de máquinas?

15.25 ¿Cómo se determinan los grados terminados en el control de la máquina?

15.26 ¿Qué factores pueden determinar la mejor ubicación para una estación base en un estudio RTK?

15.27 ¿Qué debe tenerse en cuenta al planificar un levantamiento cinemático?

15.28 * ¿Cuántas observaciones de pseudodistancia en total se observarán utilizando una época de 1 segundo?

¿Tarifa para un total de 10 minutos con ocho satélites utilizables?

15.29 ¿Cuántas observaciones de pseudodistancia se observarán utilizando una frecuencia de época de 5 segundos para

¿Un total de 30 minutos con ocho satélites utilizables?

15.30 El vector de referencia entre la base y los receptores móviles tiene una longitud de 1000 m. ¿Cuál es la incertidumbre estimada en la longitud de los vectores de referencia si se realiza un estudio RTK?

15.31 Analice la importancia de conocer el clima espacial antes de realizar un levantamiento cinemático

automático.

15.32 ¿Por qué se debe calibrar la antena con respecto al filo de la cuchilla en un sistema de control de máquina?

15.33 ¿Cuáles son las mejores ubicaciones para los controles utilizados en la localización de un proyecto?

15.34 ¿Por qué una localización debería ocurrir solo una vez en un proyecto?

BIBLIOGRAFÍA

Asher, R. 2009. "Crossing the RTK Bridge." *Professional Surveyor* 29 (No. 6): 18.
Barr, M. 2006. "Real-Time Connection." *Point of Beginning* 31 (No. 4): 22.
Crawford, W. 2006. "What Are Your Tolerances?" *Point of Beginning* 32 (No. 3): 46.
Henning, W. 2006. "The New RTK—Changing Techniques for GPS Surveying in the USA." *Surveying and Land Information Science* 66 (No. 2): 107.
Mosby, M. 2006. "Advancing with Machine Control." *Point of Beginning* 32 (No. 3): 32.
Pugh, N. 2007. "The Specifics on Managing Network RTK Integrity." *Point of Beginning* 33 (No. 1): 34.
Schrock, G. 2006. "RTN-101: An Introduction to Network Corrected Real-Time GPS/GNSS (Part 1)." *The American Surveyor* 3 (No. 6): 28.
———. 2006. "RTN-101: An Introduction to Network Corrected Real-Time GPS/GNSS (Part 2)." *The American Surveyor* 3 (No. 7): 38.
———. 2006. "RTN-101: An Introduction to Network Corrected Real-Time GPS/GNSS (Part 3)." *The American Surveyor* 3 (No. 8): 38.
———. 2006. "RTN-101: On-Grid—An Initiative in Support of RTN Development (Part 4)." *The American Surveyor* 3 (No. 9): 39.

■ 16.1 INTRODUCCIÓN

El tema de los errores en las mediciones se introdujo en el Capítulo 3, donde se definieron los dos tipos de errores: sistemáticos y aleatorios. Se observó que los errores sistemáticos siguen leyes físicas y, si se observan las condiciones que los producen, se pueden calcular correcciones para eliminarlos. Sin embargo, existen errores aleatorios en todos los valores observados. Además, como se discutió en el Capítulo 3, las observaciones pueden contener errores (equivocaciones). Ejemplos de errores son la configuración de un instrumento en la estación incorrecta, el avistamiento de la estación incorrecta, errores de transcripción al registrar los valores observados, etc. Los errores deben eliminarse cuando sea posible antes del proceso de ajuste. Como se explica con más detalle en el Capítulo 3, la experiencia ha demostrado que los errores aleatorios en topografía siguen las leyes matemáticas de la probabilidad y, en cualquier grupo de observaciones, se espera que se ajusten a las leyes de una distribución normal, como se ilustra en la Figura 3.3. En topografía (geomática), después de eliminar errores y realizar correcciones para errores sistemáticos, la presencia de los errores aleatorios restantes será evidente en forma de cierres erróneos. Los ejemplos incluyen sumas de ángulos interiores en polígonos cerrados que no suman (n — 2)180°, errores de cierre en circuitos de nivelación cerrados y errores de cierre de poligonaciones en partidas y latitudes. Para tener en cuenta estos errores de cierre, se aplican ajustes para producir condiciones geométricas matemáticamente perfectas. Aunque se utilizan diversas técnicas, los ajustes más rigurosos se realizan mediante el método de mínimos cuadrados, que se basa en las leyes de la probabilidad. Aunque la teoría de mínimos cuadrados se desarrolló a finales del siglo XVIII, debido a los largos cálculos que implicaba, el método no se utilizaba comúnmente antes de la disponibilidad de las computadoras. En su lugar, se aplicaban métodos arbitrarios o de "regla empírica", como la regla de la brújula (Bowditch). Ahora los cálculos de mínimos cuadrados se manejan de forma rutinaria y realizar ajustes mediante este método es rápido y se está volviendo indispensable en la topografía moderna (geomática). El método de mínimos cuadrados se utiliza actualmente para ajustar todo tipo de observaciones, incluyendo diferencias de elevación, distancias horizontales y ángulos horizontales y verticales. Se ha vuelto esencial en el ajuste de observaciones GNSS y también se utiliza ampliamente en el ajuste de datos fotogramétricos. Los ajustes por el método de mínimos cuadrados han adquirido mayor importancia con los estándares de precisión topográfica más recientes. Estos estándares incluyen el uso de magnitudes estadísticas resultantes del ajuste por mínimos cuadrados. Por lo tanto, para evaluar el cumplimiento de un levantamiento con los estándares, primero se deben realizar ajustes por mínimos cuadrados. Los ajustes por mínimos cuadrados ofrecen varias ventajas sobre otros métodos arbitrarios. En primer lugar, al basarse en la teoría matemática de la probabilidad, es el procedimiento de ajuste más riguroso. Permite incluir todas las observaciones simultáneamente en un ajuste, y cada observación puede ponderarse según su precisión estimada. Además, el método de mínimos cuadrados es aplicable a cualquier problema observacional, independientemente de su naturaleza o configuración geométrica. Además de estas ventajas, el método de mínimos cuadrados permite realizar análisis

estadísticos rigurosos de los resultados del ajuste; es decir, se pueden estimar las precisiones de todas las cantidades ajustadas e investigar otros factores. El método de mínimos cuadrados incluso permite realizar una planificación previa al levantamiento para garantizar que las precisiones requeridas de las cantidades ajustadas se obtengan de la manera más económica. Se puede utilizar un ejemplo sencillo para ilustrar la naturaleza arbitraria de los ajustes de "regla empírica", en comparación con los mínimos cuadrados. Considere la red de levantamiento horizontal que se muestra en la Figura 16.1. Si se utilizara la regla de la brújula para ajustar las observaciones en la red, serían posibles varias soluciones. Para ilustrar una variación, supongamos que primero se ajusta la poligonal ABCDEFGA. Luego, manteniendo los valores ajustados de los puntos G y E, se ajusta la poligonal GHKE y, finalmente, manteniendo los valores ajustados en H y C, se ajusta la poligonal HJC. Obviamente, esto produciría una solución, pero existen otros enfoques posibles.

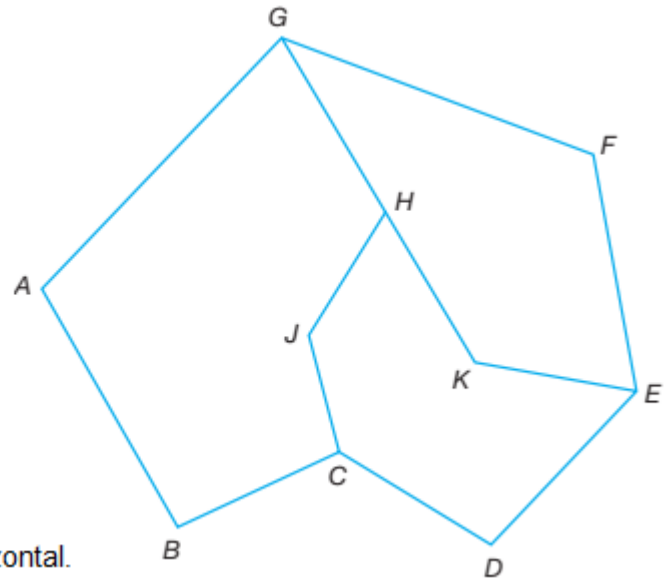


Figura 16.1
Una red horizontal.

En otra variación, se podría ajustar la travesía ABCDEFGA seguida de GHJC, y luego HKE. Esta secuencia daría como resultado otra solución, pero con diferentes valores ajustados para los puntos H, J y K. Aún hay otras variaciones posibles. Esto ilustra que el ajuste de la regla de la brújula se denomina correctamente un método "arbitrario". Por otro lado, el método de mínimos cuadrados ajusta simultáneamente todas las observaciones y para un conjunto dado de pesos sólo hay una solución: la que produce los valores más probables para el conjunto dado de observaciones. En las secciones que siguen, se describe la condición fundamental impuesta en mínimos cuadrados y se presentan ejemplos elementales de ajustes de mínimos cuadrados. Luego, se dan procedimientos sistemáticos para formar y resolver ecuaciones de mínimos cuadrados utilizando métodos matriciales y se demuestran con ejemplos.

Los ejemplos que involucran nivelación diferencial, líneas base GNSS y redes horizontales se realizan utilizando el software WOLFPACK, que se encuentra en el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani.

Para estos ejemplos, se muestran archivos de datos de muestra y los resultados de los ajustes. Se ofrece una descripción completa de los archivos de datos en el sistema de ayuda del software. Para quienes deseen consultar la programación de estos problemas, en el sitio web complementario de este libro se encuentran disponibles hojas de trabajo de Mathcad® que muestran los ajustes de nivelación diferencial, vector de línea base y levantamiento plano.

■ 1 6.2 CONDICIÓN FUNDAMENTAL DE MÍNIMOS CUADRADOS

Se demostró a través de la discusión en la Sección 3.12 y las curvas de distribución normal ilustradas en las Figuras 3.2 y 3.3, que los errores pequeños (residuos) tienen una mayor probabilidad de ocurrencia que los grandes en un grupo de observaciones distribuidas normalmente. También se discutió el hecho de que en dicho conjunto de observaciones hay una probabilidad específica de que exista un error (residuo) de un cierto tamaño dentro de un grupo de errores. En otras palabras, hay una relación directa entre las probabilidades y los tamaños de los residuos en un conjunto de observaciones distribuidas normalmente. El método de ajuste de mínimos cuadrados se deriva de la ecuación para la

curva de distribución normal. Produce ese conjunto único de residuos para un grupo de observaciones que tienen la mayor probabilidad de ocurrencia. Para un grupo de observaciones igualmente ponderadas, la condición fundamental impuesta por el método de mínimos cuadrados es que la suma de los cuadrados de los residuos sea un mínimo. Supongamos que se tomó un grupo de m observaciones de igual peso que tienen residuos v_1, v_2, v_3 ……,v_m .Entonces, en forma de ecuación, la condición fundamental de mínimos cuadrados es

$$\sum_{i=1}^{m} v_i^2 = v_1^2 + v_2^2 + v_3^3 + \cdots + v_m^2 \rightarrow \text{mínimo}^{\,1} \qquad \textbf{(16.1)}$$

Para cualquier grupo de valores observados, se pueden asignar pesos a observaciones individuales de acuerdo con estimaciones a priori (antes del ajuste) de su valor relativo o se pueden obtener a partir de las desviaciones estándar de las observaciones, si está disponible. Una ecuación que expresa la relación entre las desviaciones estándar y los pesos, dada en la Sección 3.20 y repetida aquí, es

$$w_i = \frac{1}{\sigma_i^2} \qquad \textbf{(16.2)}$$

1 Consulte Ghilani (2010) citado en la bibliografía al final de este capítulo, para una derivación de esta ecuación.

En la Ecuación (16.2), w_i, es el peso de la i-ésima cantidad observada y de la varianza de dicha observación σ_i^2. Esta ecuación establece que los pesos son inversamente proporcionales a las varianzas. Si los valores observados se ponderan mediante el ajuste por mínimos cuadrados, la condición fundamental es que la suma de los pesos multiplicada por sus correspondientes residuos al cuadrado se minimice o, en forma de ecuación,

$$\sum_{i}^{m} w_i v_i^2 = w_1 v_1^2 + w_2 v_2^2 + w_3 v_3^2 + \cdots + w_m v_m^2 \rightarrow \text{minimum} \qquad \textbf{(16.3)}$$

Algunos supuestos básicos que sustentan la teoría de mínimos cuadrados son:

(1) se han eliminado los errores y los errores sistemáticos, por lo que solo quedan errores aleatorios en el conjunto de observaciones;

(2) el número de observaciones que se ajustan es elevado; y

(3) como se mencionó anteriormente, la distribución de frecuencias de los errores es normal.

Si bien estos supuestos básicos no siempre se cumplen, los ajustes por mínimos cuadrados siguen proporcionando el tratamiento de errores más riguroso disponible.

■ 1 6.3 AJUSTE DE MÍNIMOS CUADRADOS POR EL MÉTODO DE ECUACIÓN DE OBSERVACIÓN

Se emplean dos métodos básicos en los ajustes de mínimos cuadrados:

(1) el método de ecuación de observación y

(2) el método de ecuación de condición.

El primero es el más común y es el que se analiza aquí. En este método, se escriben "ecuaciones de observación" que relacionan los valores observados con sus errores residuales y los parámetros desconocidos. Se escribe una ecuación de observación para cada observación. Para una solución única, el número de ecuaciones debe ser igual al número de incógnitas. Si se realizan observaciones redundantes, se puede aplicar el método de mínimos cuadrados. En ese caso, se obtiene una expresión para cada error residual de cada ecuación de observación. Los residuos se elevan al cuadrado y se suman para obtener la función expresada en la Ecuación (16.1) o la Ecuación (16.3). Para minimizar la función de acuerdo con la ecuación (16.1) o la ecuación (16.3), se toman las derivadas parciales de la expresión con respecto a cada variable desconocida y se igualan a cero. Esto produce un conjunto de las llamadas ecuaciones normales, cuyo número es igual al número de incógnitas. Las ecuaciones normales se resuelven para obtener los valores más probables para las incógnitas. Los siguientes ejemplos elementales ilustran los procedimientos.

■ EJEMPLO 16.1

Utilizando mínimos cuadrados, calcule el valor más probable para las observaciones de distancia con la misma ponderación del ejemplo 3.1.

SOLUCIÓN 1.

1. Para este problema, como se hizo en el Ejemplo 3.1, sea $\overline{M}$ el valor más probable de la longitud observada. Luego, escriba las siguientes ecuaciones de observación que definen el residuo de cualquier cantidad observada como la diferencia entre el valor más probable y cualquier observación individual:

$$\begin{aligned}
\overline{M} &= 538{,}57 + v_1 \\
\overline{M} &= 538{,}39 + v_2 \\
\overline{M} &= 538{,}37 + v_3 \\
\overline{M} &= 538{,}39 + v_4 \\
\overline{M} &= 538{,}48 + v_5 \\
\overline{M} &= 538{,}49 + v_6 \\
\overline{M} &= 538{,}33 + v_7 \\
\overline{M} &= 538{,}46 + v_8 \\
\overline{M} &= 538{,}47 + v_9 \\
\overline{M} &= 538{,}55 + v_{10}
\end{aligned}$$

2. Resuelva el residuo en cada ecuación de observación y forme la función $\sum v^2$ de acuerdo con la ecuación (16.1)

$$\begin{aligned}
\sum v^2 = {} & (\overline{M} - 538{,}57)^2 + (\overline{M} - 538{,}39)^2 + (\overline{M} - 538{,}37)^2 \\
& (\overline{M} - 538{,}39)^2 + (\overline{M} - 538{,}48)^2 + (\overline{M} - 538{,}49)^2 \\
& (\overline{M} - 538{,}33)^2 + (\overline{M} - 538{,}46)^2 + (\overline{M} - 538{,}47)^2 \\
& (\overline{M} - 538{,}55)^2
\end{aligned}$$

3. Tome la derivada de la función $\sum v^2$ con respecto a $\overline{M}$, configúrela igual a cero (esto minimiza la función)

$$\begin{aligned}
\frac{\partial \sum v^2}{\partial \overline{M}} = 0 = {} & 2(\overline{M} - 538{,}57) + 2(\overline{M} - 538{,}39) + 2(\overline{M} - 538{,}37) \\
& + 2(\overline{M} - 538{,}39) + 2(\overline{M} - 538{,}48) + 2(\overline{M} - 538{,}49) \\
& + 2(\overline{M} - 538{,}33) + 2(\overline{M} - 538{,}46) + 2(\overline{M} - 538{,}47) \\
& + 2(\overline{M} - 538{,}55)
\end{aligned}$$

4. Reducir y resolver para $\overline{M}$

$$\begin{aligned}
10\overline{M} &= 5384{,}50 \\
\overline{M} &= \frac{5384{,}50}{10} = 538{,}45
\end{aligned}$$

Tenga en cuenta que esta respuesta concuerda con la del Ejemplo 3.1. Observe también que este procedimiento verifica la afirmación anterior de la Sección 3.10: el valor más probable de una cantidad desconocida, medida repetidamente con el mismo equipo y procedimientos, es simplemente la media de las observaciones.

■ Ejemplo 16.2

En la Figura 8.9(c), los tres ángulos horizontales observados alrededor del horizonte son x = 42°12'13”y = 59°56'15", y z = 257°51'35". Ajuste estos ángulos mediante el método de mínimos cuadrados para que su suma sea igual al total geométrico requerido de 360°.

Solución

1. De las ecuaciones de observación.

$$x = 42°12'13'' + v_1 \quad \text{(a)}$$
$$y = 59°56'15'' + v_2 \quad \text{(b)}$$
$$z = 257°51'35'' + v_3 \quad \text{(c)}$$

Escribe una expresión que cumpla la condición de que la suma de los tres ángulos ajustados sume 360°.

$$x + y + z = 360° \quad \text{(d)}$$

Sustituya las ecuaciones (a), (b) y (c) en la ecuación (d) y resuelva para v_3

$$(42°12'13'' + v_1) + (59°56'15'' + v_2) + (257°51'35'' + v_3) = 360°$$
$$v_3 = -3'' - v_1 - v_2 \quad \text{(e)}$$

(Debido a la condición de 360°, si v_1 y v_2 son fijos, v_3 también lo es. Por lo tanto, sólo hay dos residuos independientes en la solución).

4. Forme la función Σv^2, que involucra los tres residuos, pero incluye sólo las dos variables independientes v_1 y v_2.

$$\sum v^2 = v_1^2 + v_2^2 + (-3'' - v_1 - v_2)^2 \quad \text{(f)}$$

Tome derivadas parciales de la ecuación (f) con respecto a las variables v_1 y v_2, y establézcalas a cero.

$$\frac{\partial \sum v^2}{\partial v_1} = 0 = 2v_1 + 2(-3'' - v_1 - v_2)(-1); \qquad 4v_1 + 2v_2 = -6'' \quad \text{(g)}$$

$$\frac{\partial \sum v^2}{\partial v_2} = 0 = 2v_2 + 2(-3'' - v_1 - v_2)(-1); \qquad 2v_1 + 4v_2 = -6'' \quad \text{(h)}$$

Resolver las ecuaciones (g) y (h) simultáneamente

$$v_1 = -1'' \text{ and } v_2 = -1''$$

Sustituya v_1 y v_2 en la ecuación (e) para calcular v_3

$$v_3 = -3'' + 1'' + 1'' = -1''$$

8. Finalmente, sustituya los residuos en las ecuaciones (a) a (c) para obtener los ángulos ajustados.

$$x = 42°12'13'' - 1'' = 42°12'12''$$
$$y = 59°56'15'' - 1'' = 59°56'14''$$
$$z = 257°51'35'' - 1'' = \underline{257°51'34''}$$
$$\sum = 360°00'00'' \text{ (comprobado)}$$

Obsérvese que este resultado verifica otro procedimiento básico frecuentemente aplicado en topografía (geomática): para ángulos con la misma ponderación observados alrededor del horizonte, se aplican correcciones de igual magnitud a cada ángulo. El mismo resultado ocurre cuando los ángulos interiores con la misma ponderación en una poligonación cerrada se ajustan mediante mínimos cuadrados. Es decir, cada uno recibe una corrección de igual magnitud.

Los ejemplos 16.1 y 16.2 son, de hecho, simples; no son precisamente el tipo para el que los mínimos cuadrados son los más adecuados. Sin embargo, proporcionan la base para algunos ajustes simples de aplicación común y también ilustran los procedimientos necesarios para realizar ajustes por mínimos cuadrados sin complicar las matemáticas. El siguiente ejemplo ilustra el ajuste por mínimos cuadrados de observaciones de distancia funcionalmente relacionadas.

■ Ejemplo 16.3

Ajuste las tres observaciones de distancia con la misma ponderación (en pies) tomadas entre los puntos A, B y C de la Figura 16.2.

Solución

1. Sean x e y las distancias desconocidas A, B y BC, respectivamente. Estas dos incógnitas se relacionan a través de las observaciones de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} x + y &= 393{,}65 \\ x &= 190{,}40 \\ y &= 203{,}16 \end{aligned} \qquad \text{(i)}$$

Los valores para x e y podrían obtenerse de dos de estas ecuaciones, por lo que la ecuación restante es redundante.

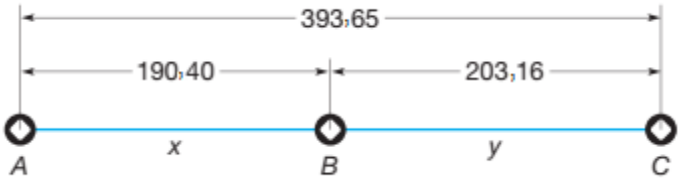


Figura 16.2
Observaciones de distancia con ponderación ecualizada del Ejemplo 16.3.

Sin embargo, observe que los valores obtenidos para x e y diferirán según las dos ecuaciones resueltas. Por lo tanto, es evidente que las observaciones contienen errores. Las ecuaciones (*i*) pueden reescribirse como ecuaciones de observación incluyendo errores residuales, como sigue:

$$\begin{aligned} x + y &= 393{,}65 + v_1 \\ x &= 190{,}40 + v_2 \\ y &= 203{,}16 + v_3 \end{aligned} \qquad \text{(j)}$$

3. Para obtener la solución de mínimos cuadrados, las ecuaciones de observación (j) se reordenan para obtener expresiones para los residuos. Estos se elevan al cuadrado y se suman para formar la función dada en la ecuación (16.1) de la siguiente manera:

$$\sum_{i=1}^{m} v_i^2 = (x + y - 393.65)^2 + (x - 190.40)^2 + (y - 203.16)^2 \qquad \text{(k)}$$

4. La función (k) se minimiza, aplicando la condición de mínimos cuadrados, al tomar derivadas parciales con respecto a las incógnitas x e y e igualarlas a cero. Esto produce las siguientes dos ecuaciones normales:

$$\frac{\partial \sum v^2}{\partial x} = 0 = 2(x + y - 393{,}65) + 2(x - 190{,}40)$$

$$\frac{\partial \sum v^2}{\partial y} = 0 = 2(x + y - 393{,}65) + 2(y - 203{,}16)$$

5. Al reducir las ecuaciones normales y resolverlas, se obtiene x = 190,43 pies e y = 203,19 pies. Los residuos se pueden calcular sustituyendo x e y en las ecuaciones de observación originales (j).

$$v_1 = 190{,}43 + 203{,}19 - 393{,}65 = -0{,}03 \text{ ft}$$
$$v_2 = 190{,}43 - 190{,}40 = +0{,}03 \text{ ft}$$
$$v_3 = 203{,}19 - 203{,}16 = +0{,}03 \text{ ft}$$

■ 1 6.4 MÉTODOS MATRICIALES EN EL AJUSTE DE MÍNIMOS CUADRADOS 2

Se ha observado que los cálculos de mínimos cuadrados son bastante largos y, por lo tanto, generalmente se realizan en una computadora. Su solución sigue un procedimiento sistemático que se adapta convenientemente a los métodos matriciales.

$$_mA^n{}_nX^1 = {}_mL^1 + {}_mV^1 \qquad (16.4)$$

2 El resto de este capítulo requiere conocimientos básicos de álgebra matricial. Quienes no tengan esta formación pueden consultar cualquier libro de matemáticas con introducción a las matrices.

Como alternativa, se puede encontrar una buena introducción a las matrices en los Apéndices A y B de "Cálculos de Ajuste: Análisis de Datos Espaciales" de C. Ghilani. John Wiley & Sons. Nueva York. 2010.

En general, cualquier grupo de ecuaciones de observación puede representarse en forma matricial como donde A es la matriz de coeficientes para las incógnitas, X la matriz de incógnitas, L la matriz de observaciones y V la matriz de residuos. Las estructuras detalladas de estas matrices son

$$A = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \cdots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & \cdots & a_{2n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ a_{m1} & a_{m2} & \cdots & a_{mn} \end{bmatrix} \quad X = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix} \quad L = \begin{bmatrix} l_1 \\ l_2 \\ \vdots \\ l_m \end{bmatrix} \quad V = \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ \vdots \\ v_m \end{bmatrix}$$

Las ecuaciones normales que resultan de un conjunto de ecuaciones de observación igualmente ponderadas [Ecuaciones (16.4)] se dan en forma matricial por

$$A^TAX = A^TL \qquad (16.5)$$

En las ecuaciones (16.5), A^T es la matriz de coeficientes de la ecuación normal para las incógnitas. Al premultiplicar ambos lados de la ecuación (16.5) por $(A^TA)^{-1}$ y reducir, se obtiene

$$X = (A^TA)^{-1}A^TL \qquad (16.6)$$

La ecuación (16.6) es la solución de mínimos cuadrados para observaciones con ponderación uniforme. La matriz X consta de los valores más probables de las incógnitas

$$x_1, x_2, x_3, \ldots, x_n.$$

Para un sistema de observaciones ponderadas, la siguiente ecuación proporciona la matriz X:

$$X = (A^TWA)^{-1}A^TWL \qquad (16.7)$$

En la ecuación (16.7) las matrices son idénticas a las del caso de ponderación igual, excepto que W es una matriz diagonal de ponderaciones definida de la siguiente manera3

$$W = \begin{bmatrix} w_1 & & & \\ & w_2 & & \text{ceros} \\ \text{ceros} & & \ddots & \\ & & & w_n \end{bmatrix}$$

Si las observaciones de un ajuste tienen el mismo peso, la ecuación (16.7) aún puede utilizarse, pero la matriz W se convierte en una matriz identidad. Por lo tanto, se reduce exactamente a la ecuación (16.6). Por lo tanto, la ecuación (16.7) es general y puede utilizarse tanto para ajustes ponderados como no ponderados. Se puede programar fácilmente para su solución por computadora.

3 Para un grupo de observaciones independientes y no correlacionadas (un caso frecuente en topografía), la matriz de ponderación es diagonal; es decir, todos los elementos fuera de la diagonal son ceros. Sin embargo, en ciertos casos, las observaciones están correlacionadas, es decir, relacionadas entre sí. Un ejemplo se da en las mediciones de línea base GNSS, donde los componentes vectoriales resultan de ajustes por mínimos cuadrados y, por lo tanto, están correlacionados. Como se mostrará en la Sección 16.8, esto produce elementos fuera de la diagonal en la matriz W.

■ Ejemplo 16.4

Resuelva el Ejemplo 16.3 mediante métodos matriciales.

Solución

1. Las ecuaciones de observación del Ejemplo 16.3 se pueden expresar en forma matricial de la siguiente manera:

$$_3A^2\ {}_2X^1 = {}_3L^1 + {}_3V^1$$

Donde

$$A = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad X = \begin{bmatrix} x \\ y \end{bmatrix} \quad L = \begin{bmatrix} 393{,}65 \\ 190{,}40 \\ 203{,}16 \end{bmatrix} \quad V = \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{bmatrix}$$

2. Solución de la ecuación matricial (16.6)

$$A^TA = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 \\ 1 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix}$$

$$(A^TA)^{-1} = \frac{1}{3}\begin{bmatrix} 2 & -1 \\ -1 & 2 \end{bmatrix} \quad A^TL = \begin{bmatrix} 584{,}05 \\ 596{,}81 \end{bmatrix}$$

$$X = (A^TA)^{-1}A^TL = \frac{1}{3}\begin{bmatrix} 2 & -1 \\ -1 & 2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 584{,}05 \\ 596{,}81 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 190{,}43 \\ 203{,}19 \end{bmatrix}$$

Tenga en cuenta que esta solución produce x = 190,43 pies e y = 203,19 pies, que son exactamente los mismos valores obtenidos mediante el enfoque algebraico del Ejemplo 16.3.

■ 1 6.5 ECUACIONES MATRICES PARA PRECISIONES DE CANTIDADES AJUSTADAS

La ecuación matricial para calcular los residuos después del ajuste, ya sea que el ajuste sea ponderado o no, es

$$V = AX - L \qquad (16.8)$$

La desviación estándar del peso unitario para un ajuste no ponderado es

$$\sigma_0 = \sqrt{\frac{V^T V}{r}} \qquad (16.9)$$

La desviación estándar del peso unitario para un ajuste ponderado es

$$\sigma_0 = \sqrt{\frac{V^T W V}{r}} \qquad (16.10)$$

En las ecuaciones (16.9) y (16.10), r es el número de grados de libertad en un ajuste, que suele ser igual al número de observaciones menos el número de incógnitas, ó r = m — n.

Las desviaciones estándar de las cantidades ajustadas individuales son

$$\sigma_{x_i} = \sigma_0 \sqrt{q_{x_i x_i}} \qquad (16.11)$$

En la ecuación (16.11), σ_{x_i} es la desviación estándar de la i-ésima incógnita ajustada x_i, es decir, el valor en la i-ésima fila de la matriz X; σ_0 es la desviación estándar del peso unitario, calculada mediante las ecuaciones (16.9) o (16.10); y $q_{x_i x_i}$ es el elemento diagonal en la i-ésima fila y la i-ésima columna de la matriz $(A^T A)^{-1}$ en el caso no ponderado, o de la matriz $(A^T W A)^{-1}$ en el caso ponderado. Las matrices $(A^T A)^{-1}$ y $(A^T W A)^{-1}$ se denominan matrices de covarianza y se simbolizan aquí como Q_{xx}.

■ Ejemplo 16.5

Calcule la desviación típica del peso unitario y las desviaciones típicas de las cantidades ajustadas **x** e **y** para el problema no ponderado del Ejemplo 16.4.

Solución

1. Según la Ecuación (16.8), los residuos son

$$V = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 190{,}43 \\ 203{,}19 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 393{,}65 \\ 190{,}40 \\ 203{,}26 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0{,}03 \\ 0{,}03 \\ 0{,}03 \end{bmatrix}$$

2. Por la ecuación (16.9), la desviación estándar del peso unitario es

$$V^T V = [-0{,}03 \quad 0{,}03 \quad 0{,}03] \begin{bmatrix} -0{,}03 \\ 0{,}03 \\ 0{,}03 \end{bmatrix} = [0{,}0027]$$

$$\sigma_0 = \sqrt{\frac{0{,}0027}{3-2}} = \pm 0{,}052 \text{ pies}$$

Utilizando la ecuación (16.11), las desviaciones estándar de los valores ajustados para **x** e **y** son

$$\sigma_x = \pm 0{,}052 \sqrt{\frac{2}{3}} = \pm 0{,}042 \text{ pies}$$

$$\sigma_y = \pm 0{,}052 \sqrt{\frac{2}{3}} = \pm 0{,}042 \text{ pies}$$

En la parte 3, los números 2/3 bajo los radicales son los elementos de la fila 1, columna 1, y de la fila 2, columna 2, respectivamente, de la matriz $(A^TA)^{-1}$ del Ejemplo 16.4.

La interpretación de las desviaciones típicas calculadas en el paso 3 del Ejemplo 16.5 es que existe una probabilidad del 68% de que los valores ajustados de x e y estén dentro de ±0,042 pies de sus valores reales. Nótese que, para este ejemplo sencillo, los tres residuos calculados en el paso 1 son iguales, y las desviaciones típicas de x e y son iguales en el paso 3. Esto se debe a la naturaleza simétrica de este problema en particular (ilustrada en la Figura 16.2), pero no suele ser el caso con problemas más complejos.

■ 1 6.6 AJUSTE POR MÍNIMOS CUADRADOS DE CIRCUITOS DE NIVELACIÓN

Cuando se realiza la nivelación de control para establecer nuevos puntos de referencia, por ejemplo, puntos de referencia para un proyecto de construcción, es habitual crear una red como la ilustrada en la Figura 16.3. Esto permite que cada nuevo punto de referencia se beneficie de observaciones redundantes y del ajuste por mínimos cuadrados. En la Figura 16.3, A y B son dos nuevos puntos de referencia del proyecto que se establecen cerca de una obra. Cada uno podría establecerse ejecutando un único bucle, por ejemplo, desde el punto de referencia 1 hasta A y viceversa para establecer A, y desde el punto de referencia 3 hasta B y viceversa para establecer B. Para incorporar redundancia en el levantamiento y aumentar la precisión de los nuevos puntos de referencia, se pueden ejecutar líneas adicionales desde otros puntos de referencia cercanos. Así, en la Figura 16.3, se ejecutan cinco bucles en lugar del mínimo de dos necesarios para establecer A y B. Todas las observaciones dentro de esta red de nivelación pueden ajustarse simultáneamente mediante el método de mínimos cuadrados para obtener los valores ajustados más probables para los dos puntos de referencia.

Al ajustar las redes de nivelación, la diferencia de elevación observada para cada curso se trata como una observación que contiene un único error aleatorio. Se escriben ecuaciones de observación que relacionan estas diferencias de elevación observadas y sus errores residuales con las elevaciones desconocidas de los puntos de referencia involucrados. Estas ecuaciones pueden procesarse posteriormente mediante las ecuaciones matriciales de las Secciones 16.4 y 16.5 para obtener valores ajustados para los puntos de referencia y sus desviaciones estándar.

El procedimiento se ilustra con el siguiente ejemplo.

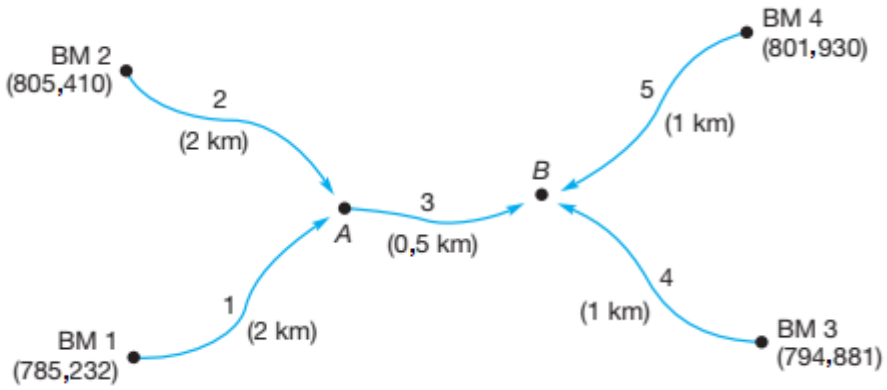


Figura 16.3
Red de nivel para el ejemplo 16.6.

■ Ejemplo 16.6

Ajuste la red de nivelación de la Figura 16.3 mediante mínimos cuadrados ponderados y calcule la precisión de los puntos de referencia ajustados. En la figura, las elevaciones de los puntos de referencia (en metros) y las longitudes de los recorridos (en kilómetros) se muestran entre paréntesis. Las diferencias de elevación observadas para los recorridos 1 a 5 (indicadas en orden) son +10,997; -9,169; +3,532; +4,858 y -2,202 m. Las flechas en los recorridos de la figura indican la dirección de la nivelación. Por lo tanto, para el recorrido 1, con una longitud de 2 km, la nivelación se realizó desde el BM 1 hasta el A, y la diferencia de elevación observada fue de 10,970 m.

Solución

1. Se escriben ecuaciones de observación que relacionan la diferencia de elevación observada de cada línea con su error residual y los valores más probables para las elevaciones desconocidas A y B, de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} A &= \text{BM 1} + 10{,}997 + v_1 \\ A &= \text{BM 2} - 9{,}169 + v_2 \\ B &= A + 3{,}532 + v_3 \\ B &= \text{BM 3} + 4{,}858 + v_4 \\ B &= \text{BM 4} - 2{,}202 + v_5 \end{aligned} \qquad \text{(I)}$$

2. Sustituyendo las elevaciones de BM 1, BM 2, BM 3 y BM 4 en las ecuaciones (1) y reordenando se obtiene

$$\begin{aligned} A &= 796{,}229 + v_1 \\ A &= 796{,}241 + v_2 \\ -A + B &= 3{,}532 + v_3 \\ B &= 799{,}739 + v_4 \\ B &= 799{,}728 + v_5 \end{aligned}$$

3. Las matrices A, X, L y V para este ajuste son

$$A = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 1 & 0 \\ -1 & 1 \\ 0 & 1 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad X = \begin{bmatrix} A \\ B \end{bmatrix} \quad L = \begin{bmatrix} 796{,}229 \\ 796{,}241 \\ 3{,}532 \\ 799{,}739 \\ 799{,}728 \end{bmatrix} \quad V = \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \\ v_5 \end{bmatrix}$$

4. Los pesos en la nivelación diferencial son inversamente proporcionales a las longitudes de los cursos. Por lo tanto, tras invertir las longitudes, los pesos de los cursos son 0,5; 0,5; 2; 1 y 1, respectivamente, y la matriz de pesos es

$$W = \begin{bmatrix} 0{,}5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0{,}5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

5. La solución matricial ponderada para los valores más probables según la ecuación (16.7) es

$$A^TW = \begin{bmatrix} 1 & 1 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0{,}5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0{,}5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0{,}5 & 0{,}5 & -2{,}0 & 0{,}0 & 0{,}0 \\ 0{,}0 & 0{,}0 & 2{,}0 & 1{,}0 & 1{,}0 \end{bmatrix}$$

$$A^TWA = \begin{bmatrix} 0{,}5 & 0{,}5 & -2{,}0 & 0{,}0 & 0{,}0 \\ 0{,}0 & 0{,}0 & 2{,}0 & 1{,}0 & 1{,}0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 1 & 0 \\ -1 & 1 \\ 0 & 1 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3 & -2 \\ -2 & 4 \end{bmatrix}$$

$$Q_{xx} = (A^TWA)^{-1} = \frac{1}{8}\begin{bmatrix} 4 & 2 \\ 2 & 3 \end{bmatrix}$$

$$A^TWL = \begin{bmatrix} 0{,}5 & 0{,}5 & -2{,}0 & 0{,}0 & 0{,}0 \\ 0{,}0 & 0{,}0 & 2{,}0 & 1{,}0 & 1{,}0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 796{,}229 \\ 796{,}241 \\ 3{,}532 \\ 799{,}739 \\ 799{,}728 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 789{,}171 \\ 1606{,}531 \end{bmatrix}$$

$$X = (A^TWA)^{-1}A^TWL = \frac{1}{8}\begin{bmatrix} 4 & 2 \\ 2 & 3 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 789{,}171 \\ 1606{,}531 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 796{,}218 \\ 799{,}742 \end{bmatrix}$$

Por lo tanto, las elevaciones de referencia ajustadas son A = 796,218 m y B = 799,742 m.

6. Los residuos de la ecuación (16.8) son

$$V = AX - L = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 1 & 0 \\ -1 & 0 \\ 0 & 1 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 796{,}218 \\ 799{,}742 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 796{,}229 \\ 796{,}241 \\ 3{,}532 \\ 799{,}739 \\ 799{,}728 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0{,}011 \\ -0{,}023 \\ -0{,}008 \\ 0{,}003 \\ 0{,}014 \end{bmatrix}$$

7. Utilizando la ecuación (16.10), la desviación estándar estimada del peso unitario es

$$V^TWV = \begin{bmatrix} -0{,}011 & -0{,}023 & -0{,}008 & 0{,}003 & 0{,}014 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0{,}5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0{,}5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -0{,}011 \\ -0{,}023 \\ -0{,}008 \\ 0{,}003 \\ 0{,}014 \end{bmatrix}$$

$$= [0{,}00066]$$

Por tanto, la desviación estándar del peso unitario es $\sigma_0 = \sqrt{\dfrac{0{,}00066}{5-2}} = \pm 0{,}015 \text{ m.}$

8. Por la ecuación (16.11), las desviaciones estándar estimadas de las elevaciones de referencia ajustadas de A y B son

$$\sigma_A = \sigma_0\sqrt{q_{AA}} = \pm 0{,}015\sqrt{\frac{4}{8}} = \pm 0{,}010 \text{ m}$$

$$\sigma_B = \sigma_0\sqrt{q_{BB}} = \pm 0{,}015\sqrt{\frac{3}{8}} = \pm 0{,}009 \text{ m}$$

Nótese en estos cálculos que los términos en los radicales son los elementos diagonales (1,1) y (2,2) de la matriz Q_{xx} Nótese también que B tiene una desviación estándar menor que A, lo que indica una mayor precisión. Una revisión de la Figura 16.3 revela que esto era previsible, ya que los puntos de referencia más cercanos a A están a 2 km de distancia, y los más cercanos a B están a solo 1 km. Por lo tanto, los pesos de los circuitos de nivel que llegan a B son mayores que los de A, lo que le otorga a B una mayor precisión.

El software WOLFPACK puede utilizarse para ajustar los datos del Ejemplo 16.6. El formato del archivo de datos se muestra en la Figura 16.4. Tenga en cuenta que la longitud de las líneas de nivel, el número de configuraciones o las desviaciones estándar de las observaciones pueden ponderarlas. En este ejemplo, se utilizaron las longitudes de los recorridos.

```
Differential leveling example of Section 15.6   {title line}
4 6 5                                           {Number of benchmarks; number of stations; number
                                                of elev. diff.}
1 785.232                                       {BM identifier and elevation}
2 805.410
3 794.881
4 801.930
1 A 10.997 2                                    {from, to, elevation difference, [dist.|setups|σ}
2 A -9.169 2
A B 3.532 0.5
3 B 4.858 1
4 B -2.202 1
```

```
******************************
Adjusted Elevation Differences
******************************
      From        To     Elevation Difference      V      σ
==============================================================
         1         A         10.986            -0.011  0.0105
         2         A         -9.192            -0.023  0.0105
         A         B          3.524            -0.008  0.0091
         3         B          4.861             0.003  0.0091
         4         B         -2.188             0.014  0.0091


******************
Adjusted Elevations
******************
   Station      Elevation       σ
===================================
         A      796.218      0.0105
         B      799.742      0.0091


Standard Deviation of Unit Weight: 0.015
```

Figura 16.5 Resultados del ajuste de datos en el Ejemplo 16.6 utilizando WOLFPACK.

Los resultados del ajuste se muestran en la Figura 16.5. La programación de este problema se encuentra en la hoja de cálculo de Mathcad® llsq.xmcd, disponible en el sitio web complementario de este libro. En el sitio web

complementario de este libro, http://www.pearsonhighered.com/ghilani, se pueden descargar videos instructivos. Este problema de ejemplo se resuelve con MATRIX en el video LSQ I.mp4. WOLFPACK, MATRIX y la hoja de cálculo de Mathcad también están disponibles para descargar en este sitio web.

■ 1 6.7 PROPAGACIÓN DE ERRORES

En la Sección 3.17, se discutió la propagación de errores en funciones que utilizan observaciones independientes. Al completar un ajuste de mínimos cuadrados, las incógnitas ya no son independientes, como lo evidencian los términos fuera de la diagonal en la matriz de covarianza discutida en la Sección 16.5. Cuando las observaciones no son independientes, los errores se propagan como

$$Q_{\ell\ell} = AQ_{xx}A^T \qquad (16.12)$$

Donde Q_{xx} es igual a la matriz $(A^TA)^{-1}$ en el caso no ponderado, o la matriz $(A^TWA)^{-1}$ en el caso ponderado.

Las desviaciones estándar en las observaciones calculadas son

$$\sigma_{\ell_i} = \sigma_0\sqrt{q_{\ell_i\ell_i}} \qquad (16.13)$$

En la ecuación (16.13), σ_{ℓ_i} es la desviación estándar de la i-ésima observación ajustada; σ_0 la desviación estándar del peso unitario calculado mediante la ecuación (16.9) o (16.10); y $q_{\ell_i\ell_i}$ el i-ésimo elemento diagonal de la matriz $Q_{\ell\ell}$ de la ecuación (16.12).

■ Ejemplo 16.7 Calcule las diferencias de elevación ajustadas y sus desviaciones estándar para el Ejemplo 16.6. Solución Por la ecuación (16.12) la matriz $Q_{\ell\ell}$ es

$$Q_{\ell\ell} = \frac{1}{8}\begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 1 & 0 \\ -1 & 1 \\ 0 & 1 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 4 & 2 \\ 2 & 3 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 1 & 1 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} = \frac{1}{8}\begin{bmatrix} 4 & 4 & -2 & 2 & 2 \\ 4 & 4 & -2 & 2 & 2 \\ -2 & -2 & 3 & 1 & 1 \\ 2 & 2 & 1 & 3 & 3 \\ 2 & 2 & 1 & 3 & 3 \end{bmatrix}$$

Se presenta una tabulación de las observaciones, sus residuos, valores ajustados y desviaciones estándar.

Desde	a	Obs. Δ Elev	V	Ajust. Δ Elev	σ
BM 1	*A*	10,997	−0,011	10,986	±0,010
BM 2	*A*	−9,169	−0,023	−9,192	±0,010
A	*B*	3,532	−0,008	3,524	±0,009
BM 3	*B*	4,858	0,003	4,861	±0,009
BM 4	*B*	−2,202	0,014	−2,188	±0,009

El contenido de la tercera línea de la tabla anterior se explica para aclarar los cálculos. La diferencia de elevación ajustada para la tercera observación, que consistió en la nivelación de A a B, se obtiene sumando la diferencia de elevación observada (véanse los datos del Problema de Ejemplo 16.6) y su residuo (véase el paso 6 del Problema de Ejemplo 16.6), como se indica a continuación:

$$\text{Ajust. } \Delta\text{Elev} = 3{,}532 - 0{,}008 = 3{,}524$$

Además, la desviación estándar, S, para la tercera observación se calcula como

$$\sigma = \pm 0{,}015\sqrt{\frac{3}{8}} = \pm 0{,}009$$

donde 3/8 es el tercer elemento diagonal de $Q_{\ell\ell}$, y 0,015 es σ_0 como se determina en el Ejemplo 16.6. Las elevaciones ajustadas y las desviaciones estándar para las observaciones restantes se calculan de manera similar.

■ 1 6.8 AJUSTE DE MÍNIMOS CUADRADOS DE LOS VECTORES DE LÍNEA DE BASE GNSS

Se señaló previamente en la Sección 14.5.5 que el método de mínimos cuadrados es esencial para ajustar las observaciones GNSS. Se aplica en este trabajo en dos etapas diferentes:

(1) para ajustar las cantidades masivas de datos redundantes que resultan después de que varios receptores hayan realizado observaciones repetidas en múltiples satélites durante un período de tiempo (esto produce componentes de línea base ΔX, ΔY y ΔZ y

(2) se aplica para ajustar observaciones redundantes de estos componentes de línea base para que sean consistentes en redes estáticas. El software de reducción, que se puede comprar, está programado para realizar la primera etapa de estas dos aplicaciones y, por lo tanto, su desarrollo no se cubre en este texto. Sin embargo, la segunda aplicación está dentro del alcance de este texto y se ilustra con un ejemplo: el ajuste de la red de la Figura 14.10. Dado que los datos del vector de línea base son los resultados del primer ajuste de mínimos cuadrados mencionado anteriormente, cada línea base tiene su propia matriz de covarianza de 3x3. Esta matriz no sólo contiene términos a lo largo de la diagonal, sino que también tiene elementos en las ubicaciones fuera de la diagonal. Los términos de covarianza representan la cantidad de correlación entre los valores ajustados de ΔA', ΔY y ΔZ. Para cada línea base, el software de reducción de fase portadora enumerará los componentes de la línea base y sus términos de covarianza. Por ejemplo, para la línea base AC en la Figura 14.10, el vector y sus términos de covarianza se enumeraron como

ΔX	11.644,2232	$9{,}8E-4$	$-9{,}6E-6$	$9{,}5E-6$
ΔY	3601,2165		$9{,}4E-4$	$-9{,}5E-6$
ΔZ	3399,2550			$9{,}8E-4$

Tenga en cuenta que sólo la porción triangular superior de la matriz de covarianza se muestra a la derecha de los componentes vectoriales. Esto se debe a que la matriz de covarianza es simétrica y, por lo tanto, los elementos de la porción triangular inferior reflejan sus valores triangulares superiores y no es necesario repetirlos. Dado que los vectores de línea base no son independientes, la matriz de ponderación se calcula como la inversa de la matriz de covarianza, o en simbología matricial es

$$W = \sum^{-1} \qquad (16.14)$$

Donde Σ es la matriz de covarianza para los vectores de línea base, y W su matriz de ponderación. Se puede demostrar que esta ecuación también es válida para observaciones independientes y por lo tanto es una ecuación general para ponderar observaciones. Los componentes del vector de línea base (ΔX, ΔY, ΔZ), y sus términos de covarianza para el estudio de la red de la Figura 14.10 se muestran en la Tabla 16.1. En la columna etiquetada (1) de esta tabla, se lista el elemento (1,1) de la matriz de covarianza; la columna (2) lista el elemento (1,2) de la matriz de covarianza; la columna (3) el elemento (1,3); la columna (4) el elemento (2,2); la columna (5) el elemento (2,3); y la columna (6) el elemento (3,3) de la matriz de covarianza. En el estudio, dos estaciones HARN (ver Sección 14.3.5) se mantuvieron fijas. Estas estaciones y sus coordenadas se listan en la Tabla 16.2. A partir de las coordenadas X, Y y Z conocidas de las estaciones A y B, y de las componentes observadas ΔX, ΔY y ΔZ, se pueden calcular las coordenadas de las nuevas estaciones C, D, E y F. Sin embargo, es necesario un ajuste debido a la existencia de observaciones redundantes. Al aplicar mínimos cuadrados a este problema, se escriben ecuaciones de observación que relacionan las coordenadas ajustadas desconocidas de las nuevas estaciones C, D, E y F con los valores observados de ΔX, ΔY y ΔZ y sus errores

residuales. Como se muestra en la Figura 14.10, excluyendo la observación de verificación de la línea base fija A B, hay 11 líneas de base diferentes. Sin embargo, dos de ellas, AF y BF, se repitieron, lo que da un total de 13 observaciones de línea de base.

Tabla 6.1 Vectores de Referencia Observados y sus Matrices de Covarianza para la Figura 14.10

Línea Base	ΔX	ΔY	ΔZ	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
AC	11644,2232	3601,2165	3399,2550	9,8E-4	−9,6E-6	9,5E-6	9,4E-4	−9,5E-6	9,8E-4
DC	15128,1647	−6286,7054	−6371,0583	1,5E-4	−1,4E-6	1,3E-6	1,6E-4	−1,4E-6	1,3E-4
AE	−5321,7164	3634,0754	3173,6652	2,2E-4	−2,1E-6	2,2E-6	1,9E-4	−2,1E-6	2,0E-4
BC	3960,5442	−6681,2467	−7279,0148	2,3E-4	−2,2E-6	2,1E-6	2,5E-4	−2,2E-6	2,2E-4
BD	−11167,6076	−394,5204	−907,9593	2,7E-4	−2,8E-6	2,8E-6	2,7E-4	−2,7E-6	2,7E-4
DE	−1837,7459	−6253,8534	−6596,6697	1,2E-4	−1,2E-6	1,2E-6	1,3E-4	−1,2E-6	1,3E-4
FA	−1116,4523	−4596,1610	−4355,9062	7,5E-5	−7,9E-7	8,8E-7	6,6E-5	−8,1E-7	7,6E-5
FC	10527,7852	−994,9370	−956,6246	2,6E-4	−2,2E-6	2,4E-6	2,2E-4	−2,3E-6	2,4E-4
FE	−6438,1364	−962,0694	−1182,2305	9,4E-5	−9,2E-7	1,0E-6	1,0E-4	−8,9E-7	8,8E-5
FD	−4600,3787	5291,7785	5414,4311	9,3E-5	−9,9E-7	9,0E-7	9,9E-5	−9,9E-7	1,2E-4
FB	6567,2311	5686,2926	6322,3917	6,6E-5	−6,5E-7	6,9E-7	7,5E-5	−6,4E-7	6,0E-5
BF	−6567,2310	−5686,3033	−6322,9807	5,5E-5	−6,3E-7	6,1E-7	7,5E-5	−6,3E-7	6,6E-5
AF	1116,4577	4596,1553	4355,9141	6,6E-5	−8,0E-7	9,0E-7	8,1E-5	−8,2E-7	9,4E-5

Tabla 16.2 Coordenadas Geocéntricas de la Estación HARN

Estación	X	Y	Z
A	402,3509	−4.652.995,3011	4.349.760,7775
B	8086,0318	−4.642.712,8474	4.360.439,0833

Las siguientes ecuaciones de observación se escriben para las dos primeras líneas de base:

$$\begin{aligned} X_C &= X_A + \Delta X_{AC} + v_1 \\ Y_C &= Y_A + \Delta Y_{AC} + v_2 \\ Z_C &= Z_A + \Delta Z_{AC} + v_3 \\ X_C - X_D &= \Delta X_{DC} + v_4 \\ Y_C - Y_D &= \Delta Y_{DC} + v_5 \\ Z_C - Z_D &= \Delta Y_{DC} + v_6 \end{aligned} \qquad (16.15)$$

Se pueden escribir ecuaciones similares para las otras 11 observaciones de referencia, lo que da un total de 39 ecuaciones de observación. Estas ecuaciones de observación se pueden expresar en forma matricial según la ecuación (16.4). Para ilustrar el contenido de las matrices, las matrices parciales resultantes de las ecuaciones de observación de las ecuaciones (16.15) son

$$
{}_{39}A^{12} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & \\ 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & \cdots \\ 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & \\ & & & \vdots & & & \end{bmatrix}; {}_{12}X^{1} = \begin{bmatrix} X_C \\ Y_C \\ Z_C \\ X_D \\ Y_D \\ Z_D \\ \vdots \end{bmatrix};
$$

$$
{}_{39}L^{1} = \begin{bmatrix} X_A + \Delta X_{AC} \\ Y_A + \Delta Y_{AC} \\ Z_A + \Delta Z_{AC} \\ \Delta X_{DC} \\ \Delta Y_{DC} \\ \Delta Z_{DC} \\ \vdots \end{bmatrix}; {}_{39}V^{1} = \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \\ v_5 \\ v_6 \\ \vdots \end{bmatrix} \qquad \textbf{(16.16)}
$$

Para completar la matriz A anterior, se introducen los coeficientes de las ecuaciones de observación restantes, expandiendo las dimensiones de esta matriz a 39 filas y 12 columnas. Nótese que hay tres incógnitas para cada una de las cuatro nuevas estaciones terrestres; por lo tanto, la matriz X tiene un total de 12 elementos. Las matrices L y V tienen 39 elementos cada una, uno para cada ecuación de observación.

La matriz de covarianza parcial que resulta de las dos primeras observaciones de referencia es

$$
{}_{39}\Sigma^{39} = \begin{bmatrix} 9{,}8E-4 & -9{,}6E-6 & 9{,}5E-6 & 0 & 0 & 0 & \\ -9{,}6E-6 & 9{,}4E-4 & -9{,}5E-6 & 0 & 0 & 0 & \\ 9{,}5E-6 & -9{,}5E-6 & 9{,}8E-4 & 0 & 0 & 0 & \\ 0 & 0 & 0 & 1{,}5E-E & -1{,}4E-6 & 1{,}3E-6 & \cdots \cdots \\ 0 & 0 & 0 & -1{,}4E-6 & 1{,}6E-4 & -1{,}4E-6 & \\ 0 & 0 & 0 & 1{,}3E-6 & -1{,}4E-6 & 1{,}3E-4 & \\ & & & \vdots & & & \ddots \end{bmatrix}
$$

La matriz Σ, una vez completada, tiene 39 filas y 39 columnas. Su formación sigue el mismo procedimiento para cada línea base observada, como se demostró anteriormente. Como se puede ver, cada línea base observada crea una submatriz de 3 x 3 dentro de Σ. Por lo tanto, la estructura de esta matriz es diagonal en bloques, es decir, cada submatriz individual en la diagonal es de 3 x 3, y todos los demás elementos son ceros. Por lo tanto, las primeras 3 filas y 3 columnas son elementos distintos de cero que pertenecen a la primera línea base, las siguientes 3 filas y 3 columnas contienen elementos distintos de cero que pertenecen a la segunda línea base, y así sucesivamente. La matriz de ponderación se obtiene invirtiendo la matriz 2 según la ecuación (16.14). Una vez formadas todas las matrices, la solución para las coordenadas de la estación desconocida y sus desviaciones estándar se puede determinar utilizando la ecuación (16.7). Tras el ajuste, las coordenadas geocéntricas resultantes se pueden utilizar para determinar las coordenadas geodésicas mediante los procedimientos descritos en la Sección 13.4.3 y, si se solicita, se pueden derivar las coordenadas del plano de estado a partir de las coordenadas geodésicas mediante los procedimientos descritos en el Capítulo 20. Para este problema en particular, se utilizó el programa WOLFPACK para ajustar las líneas base mediante el método de mínimos cuadrados. El archivo de entrada se muestra en la Figura 16.6 y los resultados del ajuste se muestran en la Figura 16.7. Cabe destacar que se calculó una desviación estándar para cada línea base y que la precisión de cada línea base se determinó como el cociente de la desviación estándar, σ sobre la longitud del vector multiplicada por un millón. Para quienes deseen explorar la programación de este problema, la hoja de cálculo de Mathcad® GPS.xmcd muestra la programación de esta red.

Nota 1 del traductor:

Se ha dejado en el idioma inglés deliberadamente el desarrollo del programa Wolfpack para familiarizar a su uso, si en el futuro existe una versión en español mejor aún.

Nota 2 del traductor: En las hojas de cálculo de Wolfpack no olvidar que en EEUU se usa un PUNTO (.) para denotar un decimal y usan una COMA (,) para denotar las centenas, ver:

1.236 en EEUU, equivale a decir para latino américa uno coma doscientos treinta y seis 1,236

1,236 en EEUU, equivale a decir para latino américa un mil doscientos teinta y seis 1.236

Como regla general cada punto de una unidad en EEUU lo reemplazamos por una coma y cada coma de alguna unidad de EEUU la reeplazamos por un punto.

```
Ejemplo de la sección 15.8                {title line}
2 13                                      {Number of control stations; Number of baselines)
A 402.3509 -4652995.3011 4349760.7775     {identifier, X, Y, Z coordinates of control station}
B 8086.0318 -4642712.8474 4360439.0833
A C 11644.2232 3601.2165 3399.2550 9.8E-4 -9.6E-6 9.5E-6 9.4E-4 -9.5E-6 9.8E-4    {baselines}
A E -5321.7164 3634.0754 3173.6652 2.2E-4 -2.1E-6 2.2E-6 1.9E-4 -2.1E-6 2.0E-4
B C 3960.5442 -6681.2467 -7279.0148 2.3E-4 -2.2E-6 2.1E-6 2.5E-4 -2.2E-6 2.2E-4
B D -11167.6076 -394.5204 -907.9593 2.7E-4 -2.8E-6 2.8E-6 2.7E-4 -2.7E-6 2.7E-4
D C 15128.1647 -6286.7054 -6371.0583 1.5E-4 -1.4E-6 1.3E-6 1.6E-4 -1.4E-6 1.3E-4
D E -1837.7459 -6253.8534 -6596.6697 1.2E-4 -1.2E-6 1.2E-6 1.3E-4 -1.2E-6 1.3E-4
F A -1116.4523 -4596.1610 -4355.9062 7.5E-5 -7.9E-7 8.8E-7 6.6E-5 -8.1E-7 7.6E-5
F C 10527.7852 -994.937 -956.6246 2.6E-4 -2.2E-6 2.4E-6 2.2E-4 -2.3E-6 2.4E-4
F E -6438.1364 -962.0694 -1182.2305 9.4E-5 -9.2E-7 1.0E-6 1.0E-4 -8.9E-7 8.8E-5
F D -4600.3787 5291.7785 5414.4311 9.3E-5 -9.9E-7 9.0E-7 9.9E-5 -9.9E-7 1.2E-4
F B 6567.2311 5686.2926 6322.3917 6.6E-5 -6.5E-7 6.9E-7 7.5E-5 -6.4E-7 6.0E-5
B F -6567.2310 -5686.3033 -6322.3807 5.5E-5 -6.3E-7 6.1E-7 7.5E-5 -6.3E-7 6.6E-5
A F 1116.4577 4596.1553 4355.9141 6.6E-5 -8.0E-7 9.00E-7 8.1E-5 -8.2E-7 9.4E-5
```

Degrees of Freedom = 27
Reference Variance = 0.5010
Standard Deviation of Unit Weight = ±0.71

Adjusted Distance Vectors

From	To	dX	dY	dZ	Vx	Vy	Vz
A	C	11644.2232	3601.2165	3399.2550	0.00665	0.00219	0.03197
A	E	-5321.7164	3634.0754	3173.6652	0.02665	0.00579	0.01212
B	C	3960.5442	-6681.2467	-7279.0148	0.00475	0.01169	-0.00403
B	D	-11167.6076	-394.5204	-907.9593	-0.00730	-0.00137	-0.00065
D	C	15128.1647	-6286.7054	-6371.0583	-0.00084	-0.00783	-0.00058
D	E	-1837.7459	-6253.8534	-6596.6697	-0.00985	0.00267	0.00117
F	A	-1116.4523	-4596.1610	-4355.9062	0.00197	0.00527	-0.00773
F	C	10527.7852	-994.9370	-956.6246	-0.00568	-0.00004	-0.00236
F	E	-6438.1364	-962.0694	-1182.2305	-0.00368	-0.00514	-0.00611
F	D	-4600.3787	5291.7785	5414.4311	-0.00563	-0.00230	0.00083
F	B	6567.2311	5686.2926	6322.3917	-0.00053	0.00537	0.00017
B	F	-6567.2310	-5686.3033	-6322.3807	0.00043	0.00533	-0.01117
A	F	1116.4577	4596.1553	4355.9141	-0.00737	0.00043	-0.00017

Advanced Statistical Values

From	To	±σ	Vector Length	Prec
A	C	0.0105	12,653.538	1,206,000
A	E	0.0091	7,183.255	794,000
B	C	0.0105	10,644.668	1,015,000
B	D	0.0087	11,211.408	1,282,000
D	C	0.0107	17,577.670	1,641,000
D	E	0.0097	9,273.836	960,000
F	A	0.0048	6,430.015	1,344,000
F	C	0.0104	10,617.871	1,019,000
F	E	0.0086	6,616.111	770,000
F	D	0.0083	8,859.035	1,066,000
F	B	0.0048	10,744.075	2,246,000
B	F	0.0048	10,744.075	2,246,000
A	F	0.0048	6,430.015	1,344,000

Adjusted Coordinates

Station	X	Y	Z	σx	σy	σz
A	402.3509	-4,652,995.3011	4,349,760.7775			
B	8,086.0318	-4,642,712.8474	4,360,439.0833			
C	12,046.5808	-4,649,394.0824	4,353,160.0645	0.0061	0.0061	0.0059
E	-4,919.3388	-4,649,361.2199	4,352,934.4548	0.0052	0.0053	0.0052
D	-3,081.5831	-4,643,107.3692	4,359,531.1234	0.0049	0.0051	0.0051
F	1,518.8012	-4,648,399.1454	4,354,116.6914	0.0027	0.0028	0.0028

■ 1 6.9 AJUSTE DE MÍNIMOS CUADRADOS DE LEVANTAMIENTOS CONVENCIONALES DEL PLANO HORIZONTAL

La poligonación (descrito en los Capítulos 9 y 10), y la trilateración y triangulación (discutidas en el Capítulo 19), son métodos tradicionales de levantamiento terrestre para realizar levantamientos horizontales [aquellos levantamientos que establecen coordenadas X e Y, usualmente en algún sistema de cuadrícula como coordenadas de plano de estado (ver Capítulo 20), o latitudes y longitudes geodésicas de puntos (ver Sección 19.4)]. Las observaciones básicas que se hacen en la poligonación, trilateración y triangulación son ángulos horizontales y distancias horizontales. Al igual que con otros tipos de levantamientos, se ajustan más apropiadamente por el método de mínimos cuadrados. Para ajustar levantamientos horizontales por el método de mínimos cuadrados, es necesario escribir ecuaciones de observación para las observaciones de distancia horizontal y ángulo horizontal. Estas ecuaciones de observación son no lineales y, para facilitar su resolución, se linealizan mediante una expansión en serie de Taylor de primer orden. El procedimiento se describe en la siguiente subsección.

16.9.1 LINEALIZACIÓN DE ECUACIONES NO LINEALES

La forma general de la linealización en serie de Taylor de una ecuación no lineal es

$$F(x_1, x_2, \ldots, x_n) = F(x_{1_0}, x_{2_0}, \ldots, x_{n_0}) + \left(\frac{\partial F}{\partial x_1}\right)_0 dx_1 + \left(\frac{\partial F}{\partial x_2}\right)_0 dx_2 + \cdots + \left(\frac{\partial F}{\partial x_n}\right)_0 dx_n + R \qquad (16.17)$$

Donde $F(x_1, x_2, \ldots, x_n)$ es una función no linear en términos de las incógnitas $x_1, x_2, \ldots, x_n$, las cuales representan una cantidad medida; $x_{1_0}, x_{2_0}, \ldots, x_{n_0}$ son valores aproximados de las incógnitas $x_1, x_2, \ldots, x_n$; $(\partial F/\partial x_1)_0, (\partial F/\partial x_2)_0, \ldots, (\partial F/\partial x_n)_0$ son derivadas parciales de la función F con respecto a $x_1, x_2, \ldots, x_n$ evaluadas usando los valores aproximados de $x_{1_0}, x_{2_0}, \ldots, x_{n_0}$; $dx_1, dx_2, \ldots, dx_n$ son correcciones de los valores de $x_{1_0}, x_{2_0}, \ldots, x_{n_0}$, tal que $x_1 = x_{1_0} + dx_1;\ x_2 = x_{2_0} + dx_2, \ldots, x_n = x_{n_0} + d_{x_n}$; y R es un resto. En la ecuación (16.7) sólo las incógnitas son $dx_1, dx_2, \ldots, dx_n$ y R. El término R es también no lineal, pero si los valores asignados para $x_{1_0}, x_{2_0}, \ldots, x_{n_0}$ están cerca de los valores reales de las incógnitas, entonces R es pequeño y se omite, lo que linealiza la ecuación. Sin embargo, esto convierte la ecuación en una aproximación y, por lo tanto, la solución debe obtenerse iterativamente; es decir, las correcciones $dx_1, dx_2, \ldots, dx_n$, se calculan repetidamente hasta que sus valores se vuelven insignificantes. Tras omitir R y reorganizar la ecuación (16.17), se obtiene la siguiente forma lineal general de la ecuación:

$$\left(\frac{\partial F}{\partial x_1}\right)_0 dx_1 + \left(\frac{\partial F}{\partial x_2}\right)_0 dx_2 + \cdots + \left(\frac{F}{\partial x_n}\right)_0 = F(x_1, x_2, \ldots, x_n) - F(x_{1_0}, x_{2_0}, \ldots, x_{n_0}) \qquad (16.18)$$

Los ceros subíndices adjuntos a los coeficientes en el lado izquierdo de la ecuación (16.18) indican que estos coeficientes son simplemente números obtenidos sustituyendo los valores aproximados $x_{1_0}, x_{2_0}, \ldots, x_{n_0}$ en dichas funciones derivadas parciales. Además, el lado derecho de la ecuación (16.18) es el valor observado, $[F(x_1, x_2, \ldots, x_n)]$, menos el valor calculado obtenido al sustituir las aproximaciones iniciales en la función original $[F(x_{1_0}, x_{2_0}, \ldots, x_{n_0})]$. Se ilustrará el proceso de resolución de un par de ecuaciones no lineales utilizando

la serie de Taylor. Supongamos que las siguientes dos funciones no lineales, $F(x,y)$ y $G(x,y)$, expresan la relación entre los valores observados 115 y 75, respectivamente, y las incógnitas x e y:

$$F(x, y) = x^2 + 3y = 115$$
$$G(x, y) = 5x + y^2 = 75 \quad \text{(a)}$$

Las derivadas parciales de las funciones con respecto a las incógnitas son

$$\frac{\partial F}{\partial x} = 2x; \quad \frac{\partial F}{\partial y} = 3; \quad \frac{\partial G}{\partial x} = 5; \quad \frac{\partial G}{\partial y} 2y \quad \text{(b)}$$

A. Primera iteración

Supongamos que, mediante estimación o cálculos preliminares basados en una o más observaciones, se seleccionan los valores 9 y 4 como estimaciones iniciales para las incógnitas x_0 y y_0. Utilizando las funciones de las ecuaciones (a) y sustituyendo estas aproximaciones iniciales y las derivadas parciales de (b) en la ecuación (16.18), se obtienen las siguientes dos ecuaciones linealizadas:

$$(2 \times 9)dx + 3dy = 115 - [9^2 + 3(4)]$$
$$5dx + (2 \times 4)dy = 75 - [5(9) + 4^2] \quad \text{(c)}$$

Las ecuaciones (c) están ahora en forma lineal y contienen solo dos incógnitas, d_x y d_y. La solución de este par de ecuaciones produce las siguientes correcciones: d_x = 1,04 y d_y = 1,10.

B. Segunda iteración

Utilizando las correcciones de la primera iteración, se calculan las nuevas aproximaciones x_0 e y_0 como

$$x_0 = 9{,}00 + 1{,}04 = 10{,}04$$
$$y_0 = 4{,}00 + 1{,}10 = 5{,}10 \quad \text{(d)}$$

Estas nuevas aproximaciones se utilizan ahora para repetir la solución. Sustituyendo de nuevo en la ecuación (16.18), resultan las siguientes ecuaciones linealizadas:

$$(10{,}04)^2 + 3 \times 5{,}10 + 2(10{,}04)dx + 3dy = 115$$
$$5 \times 10{,}04 + (5{,}10)^2 + 5dx + 2(5{,}10)dy = 75 \quad \text{(e)}$$

Resolviendo las ecuaciones (e) para los parámetros desconocidos se obtiene:

d_x = -0,08 y d_y = -0,08.

C. Tercera iteración

Las correcciones de la segunda iteración se utilizan para obtener valores actualizados para las coordenadas como

$$x_0 = 10{,}04 - 0{,}08 = 9{,}96$$
$$y_0 = 5{,}10 - 0{,}08 = 5{,}02 \quad \text{(f)}$$

Se forman nuevas ecuaciones linealizadas sustituyendo estas aproximaciones iniciales en las ecuaciones (16.18) de la siguiente manera:

$$(9{,}96)^2 + 3 \times 5{,}02 + 2(9{,}96)dx + 3dy = 115$$
$$5 \times 9{,}96 + (5{,}02)^2 + 5dx + 2(5{,}02)dy = 75 \quad \text{(g)}$$

Al resolver las ecuaciones (g) para las correcciones desconocidas, se obtiene d_x = 0,04 y d_y = -0,02. Por lo tanto, los valores actualizados de x e y son

$$x_0 = 9{,}96 + 0{,}04 = 10{,}00$$
$$y_0 = 5{,}02 - 0{,}02 = 5{,}00$$

Una cuarta iteración (no mostrada) arroja ceros tanto para d_x como para d_y, por lo que la solución ha convergido. Las respuestas finales son x = 10,00 e y = 5,00.

Aunque sólo existían dos incógnitas en el ejemplo anterior, la expansión en serie de Taylor de primer orden es aplicable para linealizar y resolver ecuaciones no lineales con cualquier número de incógnitas.

Basta con seleccionar una aproximación inicial para cada incógnita y calcular las derivadas parciales de la función con respecto a cada incógnita, como se indica en la ecuación (16.18). Como se explica en las subsecciones siguientes, en los ajustes por mínimos cuadrados de levantamientos horizontales, pueden aparecer hasta cuatro incógnitas en las ecuaciones de observación de distancias y hasta seis en las ecuaciones de observación de ángulos. En problemas más avanzados de geodesia y fotogrametría, pueden aparecer muchas más incógnitas en las ecuaciones no lineales utilizadas. En el sitio web complementario de este libro, http://www.pearsonhighered.com/ghilani, se pueden descargar videos instructivos. Este problema de ejemplo se resuelve utilizando una hoja de cálculo y MATRIX en el video LSQ II.mp4 MATRIX también está disponible para descargar en este sitio web.

16.9.2 LA ECUACIÓN DE OBSERVACIÓN DE DISTANCIAS

La ecuación de observación para una distancia observada se expresa en términos de las coordenadas X e Y de sus extremos, e incluye el error residual. Con referencia a la Figura 16.8, se puede escribir la siguiente ecuación de observación de distancias para la recta cuyos extremos se identifican con *I* y *J*:

$$L_{IJ} + v_{IJ} = \sqrt{(X_J - X_I)^2 + (Y_J - Y_I)^2} \qquad \textbf{(16.19)}$$

En la ecuación (16.19), L_{IJ} es la longitud observada de la línea IJ; v_{IJ} el error residual en la observación; X_I, Y_I, X_J, e Y_J los valores más probables para las estaciones *I* y *J*, respectivamente. Al aplicar la serie de Taylor [ecuación (16.18)] a esta ecuación de distancia no lineal, se obtiene la siguiente forma linealizada de la ecuación 4:

$$\left(\frac{X_I - X_J}{IJ}\right)_0 dX_I + \left(\frac{Y_I - Y_J}{IJ}\right)_0 dY_J + \left(\frac{X_J - X_I}{IJ}\right)_0 dX_J + \left(\frac{Y_J - Y_I}{IJ}\right)_0 dY_J = k_{IJ} + v_{IJ} \qquad \textbf{(16.20)}$$

4 El desarrollo completo de esta ecuación linealizada, y las ecuaciones linealizadas para azimuts y ángulos horizontales, que se dan en las siguientes subsecciones, se presentan en Ghilani (2010), citado en la bibliografía al final de este capítulo.

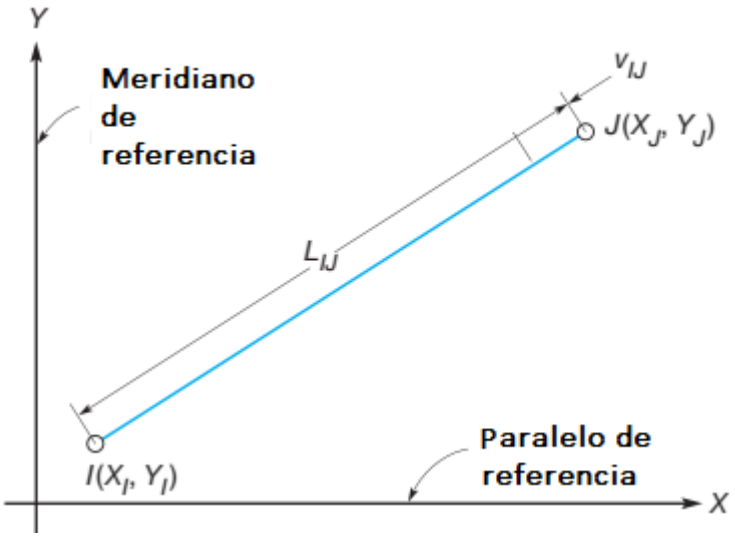


Figura 16.8
Distancia observada expresada en términos de coordenadas.

En la ecuación (16.20), $k_{ij} = L_{ij} - (IJ)_0$, donde L_{ij} es la longitud observada de la línea, y $(IJ)_0$ la longitud basada en aproximaciones iniciales para las coordenadas de los puntos *I* y *J* y calculada como

$$(IJ)_0 = \sqrt{(X_{J_0} - X_{I_0})^2 + (Y_{J_0} - Y_{I_0})^2} \qquad (16.21)$$

Para una distancia específica como AB de la Figura 16.1, la ecuación (16.21) se escribiría como

$$\left(\frac{X_A - X_B}{AB}\right)_0 dX_A + \left(\frac{Y_A - Y_B}{AB}\right)_0 dY_A + \left(\frac{X_B - X_A}{AB}\right)_0 dX_B + \left(\frac{Y_B - Y_A}{AB}\right)_0 dY_B = k_{AB} + v_{AB} \qquad (16.22)$$

En la ecuación (16.22), cada coeficiente de las correcciones desconocidas dx y dy se evalúa utilizando aproximaciones iniciales seleccionadas para las coordenadas desconocidas de las estaciones A y B; k_{AB} es $L_{AB} - (AB)_0$, donde L_{AB} es la distancia observada y $(AB)_0$ la distancia calculada utilizando la ecuación (16.21) y las coordenadas aproximadas; y v_{AB} el error residual en la distancia.

■ Ejemplo 16.8

Escriba la ecuación de observación linealizada para la distancia AB, cuya longitud observada es de 132,823 m. Suponga que las coordenadas aproximadas de las estaciones A y B son (1023,151;873,018) y (1094,310;985,163), respectivamente.

Solución

Paso 1: Calcular las diferencias de coordenadas adecuadas

$$(X_B - X_A)_0 = 1094{,}310 - 1023{,}151 = 71{,}159 \text{ m}$$
$$(Y_B - Y_A)_0 = 985{,}163 - 873{,}018 = 112{,}145 \text{ m}$$

Paso 2: Calcule $(AB)_0$

$$(AB)_0 = \sqrt{71{,}159^2 + 112{,}145^2} = 132{,}816 \text{ m}$$

Paso 3: Sustituya los valores apropiados en la ecuación (16.22) para desarrollar la ecuación de observación linealizada como

$$\left(\frac{-71{,}159}{132{,}816}\right) dX_A + \left(\frac{-112{,}145}{132{,}816}\right) dY_A + \left(\frac{71{,}159}{132{,}816}\right) dX_B + \left(\frac{112{,}145}{132{,}816}\right) dY_B = (132{,}823 - 132{,}816) + v_{AB}$$

Reduciendo:

$$-0{,}53577\ dX_A - 0{,}84436\ dY_A + 0{,}53577\ dX_B + 0{,}84436\ dY_B = 0{,}007 + v_{AB}$$

16.9.3 LA ECUACIÓN DE OBSERVACIÓN DEL ACIMUT.

La ecuación (10.11) expresa el acimut de una línea en términos de las coordenadas X e Y de sus extremos. Esta expresión se escribe aquí en forma de ecuación de observación y, para generalizarla, se ha cambiado la designación de la línea de AB a *I J*, por lo que los subíndices *I* y *J* han reemplazado a A y B.

$$Az_{IJ} + v_{IJ} = \tan^{-1}\left(\frac{X_J - X_I}{Y_J - Y_I}\right) + C \qquad \textbf{(16.23)}$$

En la ecuación (16.23), Az_{IJ} es el acimut observado de la línea IJ, y v_{IJ} es el error residual en la observación y las coordenadas en la expresión del lado derecho de la ecuación son los valores más probables de los puntos finales de la línea. El valor de la constante C depende de la dirección de la línea. Si el acimut de la línea está entre 0° y 90°, el valor de C es 0°. Si el acimut de la línea está entre 90° y 270°, C es 180° y si el acimut de la línea está entre 270° y 360°, C es 360°. La ecuación (16.23) es no lineal, pero al aplicar la ecuación (16.18) se obtiene la siguiente forma linealizada de esta ecuación:

$$\rho\left(\frac{Y_I - Y_J}{IJ^2}\right)_0 dX_I + \rho\left(\frac{X_J - X_I}{IJ^2}\right)_0 dY_I + \rho\left(\frac{Y_J - Y_I}{IJ^2}\right)_0 dX_J + \rho\left(\frac{X_I - Y_J}{IJ^2}\right)_0 dY_J = k_{IJ} + v_{IJ} \qquad \textbf{(16.24)}$$

Al igual que con la ecuación de observación de distancia linealizada, los coeficientes de los términos desconocidos dx y dy en la ecuación (16.24) se obtienen utilizando aproximaciones iniciales para las coordenadas de los puntos finales de la línea. Los términos IJ^2 en los denominadores de los coeficientes son simplemente los cuadrados de las longitudes de línea calculadas utilizando aproximaciones iniciales para las coordenadas en la ecuación (16.21). El lado derecho de la ecuación (16.24), que incluye el término constante k_{IJ} y el residuo se expresa en segundos. Por lo tanto, para que las unidades sean consistentes en ambos lados de la ecuación, los coeficientes de la izquierda se multiplican por rho (ρ), que es 206.265 seg/rad. El término constante k_{IJ} se calcula de la siguiente manera:

$$k_{IJ} = Az_{IJ} - \tan^{-1}\left(\frac{X_{J_0} - X_{I_0}}{Y_{J_0} - X_{I_0}}\right) + C \qquad \textbf{(16.25)}$$

En la ecuación (16.25), Az_{IJ} es el acimut observado, la función arco tangente es el acimut calculado en base a aproximaciones iniciales para las coordenadas y C es la constante, como se describió anteriormente.

16.9.4 LA ECUACIÓN DE OBSERVACIÓN DEL ÁNGULO.

Como se ilustra en la Figura 16.9, un ángulo puede expresarse como la diferencia entre los acimuts de dos líneas. Por lo tanto, el ángulo *BIF* en la figura es simplemente el acimut *IF* menos el acimut *IB*. La ecuación de observación no lineal para el ángulo, *BIF*, es, por lo tanto:

$$\theta_{BIF} + v_{BIF} = \tan^{-1}\left(\frac{X_F - X_I}{Y_F - Y_I}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{X_B - X_I}{Y_B - Y_I}\right) + D \quad \textbf{(16.26)}$$

En la Ecuación (16.26), θ_{BIF} es el valor observado para el ángulo *BIF* y v_{BIF} el error residual de la observación. El lado derecho de esta ecuación es simplemente la diferencia entre los acimuts *IF* e *IB*, expresados como se indica en la Ecuación (16.23). El término constante $D = C_{IF} - C_{IB}$, donde C se definió para la Ecuación (16.23), y C_{IF} y C_{IB} se aplican a los acimuts de *IF* e *IB*, respectivamente. Aplicando la Ecuación (16.18), se obtiene la siguiente forma linealizada de la Ecuación (16.26):

$$\begin{aligned}
&\rho\left(\frac{Y_I - Y_B}{IB^2}\right)_0 dX_B + \rho\left(\frac{X_B - X_I}{IB^2}\right)_0 dY_B + \rho\left(\frac{Y_B - Y_I}{IB^2} - \frac{Y_F - Y_I}{IF^2}\right)_0 dX_I \\
&\quad + \rho\left(\frac{X_I - X_B}{IB^2} - \frac{X_I - X_F}{IF^2}\right)_0 dY_I + \rho\left(\frac{Y_F - Y_I}{IF^2}\right)_0 dX_F \qquad \textbf{(16.27)} \\
&\quad + \rho\left(\frac{X_I - X_F}{IF^2}\right)_0 dY_F = k_{BIF} + v_{BIF}
\end{aligned}$$

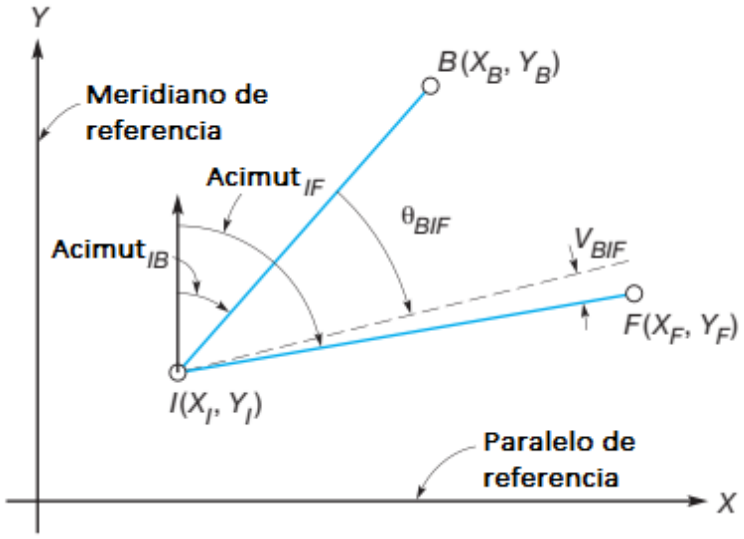


Figura 16.9
Ángulo medido expresado en coordenadas. (Nótese que un ángulo es simplemente la diferencia entre dos acimuts).

En la ecuación (16.27), el término k_{BIF} es

$$k_{BIF} = \theta_{BIF} - \tan^{-1}\left(\frac{Y_F - Y_I}{X_F - X_I}\right)_0 - \tan^{-1}\left(\frac{X_B - X_I}{Y_B - Y_I}\right)_0 + D$$

donde θ_{BIF} es el valor observado del ángulo. Al igual que con las ecuaciones de distancia y acimut, los coeficientes de las correcciones desconocidas dX y dY en la ecuación (16.27) se obtienen utilizando coordenadas aproximadas para las estaciones *B, I* y *F*. En esta ecuación, B representa la estación de referencia, *I* la estación del instrumento y *F* la estación de referencia para el ángulo *BIF* en sentido horario. En la ecuación (16.27), cabe destacar que los coeficientes del lado izquierdo de la ecuación se multiplican por $\rho\ (206,\ 265''/\text{rad})$, de modo que las unidades en

ambos lados son segundos. Para un ángulo específico, como el ángulo *GAB* de la figura 16.1, tras sustituir los subíndices correspondientes en la ecuación (16.27), se obtiene la siguiente ecuación linealizada de observación de ángulos:

$$\rho\left(\frac{Y_A - Y_G}{AG^2}\right)_0 dX_G + \rho\left(\frac{X_G - X_A}{AG^2}\right)_0 dY_G + \left(\frac{Y_G - Y_A}{AG^2} - \frac{Y_B - Y_A}{AB^2}\right)_0 dX_A$$
$$+ \left(\frac{X_A - X_G}{AG^2} - \frac{X_A - X_B}{AB^2}\right)_0 dY_A + \rho\left(\frac{Y_B - Y_A}{AB^2}\right)_0 dX_B \qquad (16.28)$$
$$+ \rho\left(\frac{X_A - X_B}{AB^2}\right)_0 dY_B = k_{GAB} + v_{GAB}$$

■ Ejemplo 16.9

El ángulo *GAB* observado fue 107°29'40". La estación de referencia *G*, la estación de instrumento *A* y la estación de referencia *B* tenían las siguientes coordenadas aproximadas *X* e Y, respectivamente: (578,741;1103,826); (415,273;929,868); y (507,934;764,652). (Tenga en cuenta que todos los valores de coordenadas se dan en unidades de metros). Escriba la ecuación de observación linealizada para este ángulo.

Solución

Paso 1: Calcule las diferencias de coordenadas apropiadas para la sustitución en la ecuación (16.28).

$$(X_G - X_A)_0 = 578{,}741 - 415{,}273 = -163{,}468 \text{ m}$$
$$(Y_G - Y_A)_0 = 1103{,}826 - 929{,}868 = 173{,}958 \text{ m}$$
$$(X_B - X_A)_0 = 507{,}934 - 415{,}273 = 92{,}661 \text{ m}$$
$$(Y_B - Y_A)_0 = 764{,}652 - 929{,}868 = -165{,}216 \text{ m}$$

Paso 2:

Calcula las distancias *AG* y *AB*, y el ángulo GAB_0

$$(AG)_0 = \sqrt{(163{,}468)^2 + (173{,}958)^2} = 238{,}711 \text{ m}$$
$$(AB)_0 = \sqrt{(92{,}661)^2 + (-165{,}216)^2} = 189{,}726 \text{ m}$$

$$GAB_0 = \tan^{-1}\left(\frac{92{,}661}{-165{,}216}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{163{,}468}{173{,}958}\right) + 180° = 107°29'42''$$

Paso 3:

Sustituya los valores apropiados en la ecuación (16.28).

$$\rho\left(\frac{-173{,}958}{238{,}711^2}\right)dX_G + \rho\left(\frac{163{,}468}{238{,}711^2}\right)dY_G$$
$$+ \rho\left(\frac{173{,}958}{238{,}711^2} - \frac{-165{,}216}{189{,}726^2}\right)dX_A$$
$$+ \rho\left(\frac{-16{,}468}{238{,}711^2} - \frac{-92{,}661}{189{,}726^2}\right)dY_A + \rho\left(\frac{-165{,}216}{189{,}726^2}\right)dX_B$$
$$+ \rho\left(\frac{-92{,}661}{189{,}726^2}\right)dY_B$$
$$= (107°29'40'' - 107°29'42'') + v_{GAB}$$

Reduciendo:

$$-629{,}684''\ dX_G + 591{,}713''\ dY_G + 1579{,}405''\ dX_A$$
$$-59{,}065''\ dY_A - 949{,}721''\ dX_B - 532{,}649''\ dY_B = -2'' + v_{GAB}$$

16.9.5 UN EJEMPLO DE POLIGONACIÓN USANDO WOLFPACK

Los ajustes de poligonaciones por el método de mínimos cuadrados involucran ecuaciones de observación de distancia y ángulo, y algunas veces también incluyen ecuaciones de observación de azimut. Debido a los largos cálculos involucrados en la formación y resolución de las ecuaciones de observación, y debido a que la solución es iterativa, lo que requiere cálculos repetitivos, el ajuste de mínimos cuadrados incluso de poligonaciones pequeñas debe ser realizado por computadoras. Para realizar un ajuste de mínimos cuadrados por computadora, se debe preparar un archivo de datos en el que se deben ingresar todas las observaciones y su identidad (dada por las estaciones finales de las líneas para distancias y azimuts, y por estaciones de referencia atrás, instrumento y vista adelante para ángulos). La computadora puede programarse para calcular aproximaciones iniciales para las coordenadas de las estaciones desconocidas usando una cantidad limitada de los datos observados. En una poligonación como la de la Figura 11.1(a), por ejemplo, los ángulos en las estaciones A, B, C y D, y las distancias AB, BCy CD y DE podrían usarse para calcular las coordenadas de las cuatro estaciones desconocidas B, C, D y E. Una vez calculadas las aproximaciones iniciales, una computadora puede determinar fácilmente los coeficientes de las incógnitas en las ecuaciones de observación, así como los términos constantes. Al emplear la Ecuación (16.2), se pueden determinar los pesos relativos a partir de las desviaciones típicas de las cantidades observadas. Por lo tanto, la computadora puede preparar las matrices A, W y L, de modo que se pueda resolver la Ecuación (16.7). El programa computacional WOLFPACK, que está disponible en el sitio web complementario de este libro, se ha utilizado para ajustar la red de poligonación de la Figura 16.1. Para este ajuste, se mantuvo fija la estación A con coordenadas de x = 415,273 m e y = 929,868 m. Además, el azimut AB se mantuvo fijo en 150°42'51" mediante la aplicación de un peso elevado (asignándole una desviación típica de ±0,001"). Las coordenadas de la estación A fijan la posición del levantamiento, mientras que el azimut AB lo fija en rotación. Los datos observados para la red transversal, que incluyen observaciones de distancia y sus desviaciones típicas, y observaciones de ángulos y sus desviaciones típicas, se enumeran en las Tablas 16.3 y 16.4, respectivamente valores para todas las observaciones de distancia y ángulo (obtenidos sumando los residuos a sus valores observados correspondientes).

Tabla 16.3 Observaciones de Distancia para la Red que se Muestra en la Figura 16.1

Desde	A	Distancia (m)	σ (m)
A	B	189,436	0,007
B	C	122,050	0,007
C	D	121,901	0,007
D	E	145,256	0,007
E	F	168,180	0,007
F	G	231,021	0,007
G	A	238,714	0,007
G	H	143,780	0,007
H	K	119,631	0,007
K	E	114,695	0,007
H	J	96,036	0,007
J	C	85,908	0,007

Tabla 16.4 Observaciones de Ángulos para la Red que se Muestra en la Figura 16.1

Estación de Referencia	Estación de Instrumentos	Estación de Previsión (hacia adelante)	Ángulo	σ
G	A	B	107°29'40"	8,9"
A	B	C	94°44'24"	11,7"
B	C	D	235°09'26"	13,7"
C	D	E	104°08'40"	12,7"
D	E	F	124°27'36"	11,2"
E	F	G	121°37'08"	9,5"
F	G	A	112°23'00"	8,3"
F	G	H	38°25'46"	9,9"
G	H	J	243°15'20"	14,6"
H	J	C	135°08'30"	18,0"
J	H	G	116°44'44"	14,6"
J	H	K	296°44'38"	15,0"
H	K	E	131°16'30"	14,3"
K	E	F	68°40'36"	12,3"

La Figura 16.10 muestra el formato y el orden de preparación del archivo de datos para su introducción en el programa de ajuste por mínimos cuadrados del software WOLFPACK. En la Figura 16.11 se muestra una impresión con los resultados del ajuste. Cabe destacar que esta última tabla enumera las coordenadas ajustadas de todas las nuevas estaciones, así como las coordenadas ajustadas.

```
Ejemplo 15.9.4 Datos para el ajuste de mínimos cuadrados {Línea de título}
12 14 1 1 10          {Número de distancias, ángulos, acimutes, estaciones de control y totales}
A 415.273 929.868     {Estación de control: Identificación, X, Y}
B 507.934 764.652     {Estación desconocida: Identificación, X, Y)
C 618.952 815.353
D 723.852 753.287
E 826.128 856.438
F 794.659 1021.655
G 578.741 1103.826
H 652.221 980.245
J 600.595 899.272
K 713.362 877.418
A B 189.436 0.007     {Distancia obs: Estaciones: Desde, Hasta, Distancia medida y Desviación estándar}
B C 122.050 0.007
C D 121.901 0.007
D E 145.256 0.007
E F 168.180 0.007
F G 231.021 0.007
G A 238.714 0.007
G H 143.780 0.007
H K 119.631 0.007
K E 114.695 0.007
H J 96.036 0.007
J C 85.908 0.007
G A B 107 29 40 8.9   {Observación de ángulos: Estaciones: B, I, F, ángulo medido y desviación estándar}
A B C 94 44 24 11.7
B C D 235 09 26 13.4
C D E 104 08 40 12.7
D E F 124 27 36 11.2
E F G 121 37 08 9.5
F G A 112 23 00 8.3
F G H 38 25 46 9.9
G H J 243 15 20 14.6
H J C 135 08 30 18
J H G 116 44 44 14.6
J H K 296 44 38 15.0
H K E 131 16 30 14.3
K E F 68 40 36 12.3
A B 150 42 51 0.001   {Observación de acimut: Estaciones: I, F, acimut observado y desviación estándar}
```

Figura 16.10 Archivo de datos para el ajuste de la Figura 16.1.

También se incluye el acimut ajustado de la línea AB, que coincide con su valor de entrada. Esto es previsible, ya que dicho acimut se mantuvo en el ajuste asignándole un peso elevado.

Estos resultados contienen algunas de las cantidades necesarias para cumplir con los estándares de precisión topográfica más recientes, como se indicó en la Sección 16.1. Para quienes deseen ver el problema programado, también se muestra en la hoja de cálculo de Mathcad® hlsq.xmcd, que se encuentra en el sitio web complementario de este libro.

■ 16.10 LA ELIPSE DE ERROR

Las elipses de error ofrecen una representación bidimensional de las incertidumbres de las coordenadas ajustadas de los puntos, determinadas mediante un ajuste de mínimos cuadrados.

Pueden representarse a escalas ampliadas directamente en diagramas a escala que muestran los puntos en la poligonación horizontal. Al graficarlos de esta manera, sus tamaños y apariencias permiten un rápido análisis visual de la precisión relativa general de todos los puntos ajustados. Como se explica más adelante en esta sección, esto resulta útil para planificar poligonaciones y analizar sus resultados para determinar su aceptación o rechazo.

Estaciones ajustadas

Estación	Al norte	Al este	σn	σe	σu	σv	t
B	764.645	507.938	0.0038	0.0021	0.0044	0.0000	150.06°
C	815.350	618.955	0.0049	0.0046	0.0050	0.0045	159.09°
D	753.286	723.867	0.0069	0.0064	0.0074	0.0058	36.95°
E	856.441	826.133	0.0092	0.0053	0.0093	0.0052	7.55°
F	1,021.654	794.661	0.0086	0.0058	0.0091	0.0049	156.30°
G	1,103.827	578.746	0.0045	0.0058	0.0060	0.0042	111.69°
H	980.245	652.226	0.0061	0.0049	0.0063	0.0047	157.64°
J	899.270	600.599	0.0058	0.0050	0.0058	0.0050	176.23°
K	877.418	713.370	0.0073	0.0056	0.0073	0.0056	176.91°

Observaciones de distancia ajustada

Estación ocupada	Estación visualizada	Distancia	V	σ
A	B	189.434	0.0016	0.0044
B	C	122.048	0.0022	0.0045
C	D	121.895	0.0055	0.0044
D	E	145.257	-0.0005	0.0044
E	F	168.184	-0.0040	0.0042
F	G	231.024	-0.0027	0.0042

Observaciones de Ángulo Ajustado

Estación visualizada anteriormente (referencia)	Estación ocupada	Estación a visualizar adelante	Ángulo	V	σ
G	A	B	107°29'39"	0.8"	5.0"
A	B	C	94°44'17"	6.5"	6.4"
B	C	D	235°09'20"	5.8"	7.9"
C	D	E	104°08'39"	1.2"	7.1"
D	E	F	124°27'46"	-9.6"	5.9"
E	F	G	121°37'16"	-7.9"	5.1"
E	G	A	112°23'03"	-2.8"	4.4"

Observaciones de azimut ajustadas

Estación ocupada	Estación visualizada	Acimut	V	σ
A	B	150°42'51"	0.0"	0.001"

----- Desviación estándar del Peso Unitario = 0,697667 -----

Figura 16.11 Resultados abreviados del ajuste del archivo de datos en la Figura 16.10 de WOLFPACK.

En la lista de resultados de la Figura 16.11, se muestran las coordenadas ajustadas de las estaciones de la Figura 16.1, y a su derecha se encuentran las columnas σ_U, σ_V, y t.

Estas contienen, respectivamente, los semiejes mayor y menor, y el ángulo de rotación en sentido horario desde el eje y hasta el semieje mayor de la elipse calculado en cada estación. Para calcular estos tres términos, se utilizan los valores de la matriz Q_{xx} (véase la Sección 16.5) y la desviación estándar del peso unitario [véanse las Ecuaciones (16.9) y (16.10)] con las siguientes fórmulas 5.

1. Ángulo de rotación, *t*

$$\tan(2t) = \frac{2q_{xy}}{q_{yy} - q_{xx}} \qquad \textbf{(16.29)}$$

En la ecuación (16.29), los valores de q_{xx} y q_{yy} son los elementos diagonales de la matriz Q_{xx}, y q_{xy} es el elemento de covarianza fuera de la diagonal en la matriz Q_{xx} para una estación específica. Al calcular t, es importante determinar su cuadrante antes de dividir entre 2.

2. ***semieje mayor:*** $$\sigma_U = \sigma_0\sqrt{q_{xx}\sin^2(t) + 2q_{xy}\cos(t)\sin(t) + q_{yy}\cos^2(t)} \qquad \textbf{(16.30)}$$

3. ***semieje menor:*** $$\sigma_V = \sigma_0\sqrt{q_{xx}\cos^2(t) - 2q_{xy}\cos(t)\sin(t) + q_{yy}\sin^2(t)} \qquad \textbf{(16.31)}$$

Para demostrar estos cálculos, a continuación se presenta parte de las matrices Q_{xx} y *X* generadas en el ajuste por mínimos cuadrados de la red horizontal en la Sección 16.9.4. (Nota: Estas no se mostraron en la lista abreviada de resultados de la Figura 16.11). Sólo se muestran las partes de las matrices correspondientes a las estaciones B y C. Los elementos en las filas de la matriz *X* indican el orden de las incógnitas e identifican los elementos de Q_{xx} que se aplican al calcular elipses de error.

Para demostrar estos cálculos, a continuación se presenta parte de las matrices Q_{xx} y X generadas en el ajuste por mínimos cuadrados de la red horizontal en la Sección 16.9.4. (Nota: Estas no se mostraron en la lista abreviada de resultados de la Figura 16.11). Solo se muestran las partes de las matrices correspondientes a las estaciones B y C. Los elementos en las filas de la matriz X indican el orden de las incógnitas e identifican los elementos de Q_{xx} que se aplican al calcular elipses de error.
La submatriz 2X2 superior izquierda de Q_{xx} contiene los elementos que se aplican a la estación B. Dado que X_B está en la fila 1 de la matriz X, q_{xx} para el punto B ocupa la fila 1, columna 1, o posición (1,1). La coordenada Y_B está en la fila 2 de la matriz X y, por lo tanto, q_{yy} se ubica en la posición (2,2) de X. Además, el elemento (1,2) (o el elemento (2,1), que es el mismo por simetría) contiene a q_{xy}. Los siguientes cálculos arrojan los datos de la elipse de error para la estación B.

$$_{18}[(\boldsymbol{A}^T\boldsymbol{W}\boldsymbol{A})^{-1}]^{18} = \begin{bmatrix} \mathbf{0{,}00009440} & \mathbf{-0{,}00001683} & 0{,}00000739 & -0{,}00001304 & \cdots \\ \mathbf{-0{,}00001683} & \mathbf{0{,}00003001} & -0{,}00001318 & 0{,}00002325 & \cdots \\ 0{,}00000739 & -0{,}00001318 & 0{,}0004332 & -0{,}00000294 & \cdots \\ -0{,}00001304 & 0{,}00002325 & -0{,}00000294 & 0{,}00004989 & \cdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots \end{bmatrix}$$

$$_{18}X^1 = \begin{bmatrix} X_B \\ Y_B \\ X_C \\ Y_C \\ \vdots \end{bmatrix}$$

5 Para las derivaciones de estas ecuaciones, véase Ghilani (2010), que se cita en la bibliografía al final de este capítulo.

Paso 1: Mediante la ecuación (16.29), calcule el ángulo de rotación, *t*.

$$\tan(2t) = \frac{2(-0{,}00001683)}{0{,}00003001 - 0{,}00000944} = -1{,}59261$$

Como el numerador es negativo y el denominador es positivo, el ángulo *2t* está en el cuarto cuadrante 6 y, por lo tanto, el ángulo *t* es

$$t = \frac{1}{2}\left[\tan^{-1}(-1{,}59261) + 360°\right] = \frac{1}{2}[302{,}1247164°] = 151°03'44''$$

Paso 2: Calcule el semieje mayor utilizando la ecuación (16.30). En estos cálculos, la desviación estándar del peso unitario, σ_0, se toma de la parte inferior de la impresión que se muestra en la Figura 16.11 y se ha redondeado a 0,70.

$$\begin{aligned}\sigma_U &= 0{,}70\sqrt{0{,}00000944\,\sin^2(t) + 2(-0{,}00001683)\,\cos(t)\,\sin(t) + 0{,}00003001\,\cos^2(t)} \\ &= 0{,}70\sqrt{0{,}000039447} \\ &= 0{,}004\text{ m}\end{aligned}$$

Paso 3: Calcule el semieje menor utilizando la ecuación (16.31).

$$\begin{aligned}\sigma_V &= 0{,}70\sqrt{0{,}00000944\,\cos^2(t) - 2(-0{,}00001683)\,\cos(t)\,\sin(t) + 0{,}00003001\,\sin^2(t)} \\ &= 0{,}70\sqrt{0{,}000000002} \\ &= 0{,}000\text{ m}\end{aligned}$$

Nótese nuevamente que solo la submatriz 2X2 superior izquierda de la matriz completa $(A^{TWA})^{-1}(Q_{xx})$ fue necesaria para los cálculos. Para calcular la elipse de error para la estación C, sólo se necesitan los elementos (3,3), (3,4) y (4,4) de Q_{xx}. Este patrón continúa para cada estación.

En la elipse de error calculada para la estación B de este ejemplo, el semieje menor es casi cero. Nótese también que el ángulo de rotación del semieje mayor coincide estrechamente con el del acimut de la línea AB. Esto era previsible, ya que el acimut AB se mantuvo fijo durante el ajuste asignándole un peso elevado. Esto muestra tanto la eficacia como el peligro de los pesos. En este ejemplo, el peso elevado es necesario para fijar la red horizontal rotacionalmente en acimut. Si el acimut no se hubiera fijado mediante ponderación, la red habría podido girar libremente alrededor de la estación A y no se habría podido encontrar ninguna solución. Sin embargo, la aplicación inadecuada de ponderaciones puede causar correcciones no deseadas en el ajuste. En los ajustes por mínimos cuadrados, es fundamental ponderar las observaciones según sus incertidumbres estimadas.

6 En la ecuación (16.29), $\tan 2t = \sin 2t/\cos 2t$. Por lo tanto, los senos y cosenos permiten determinar el cuadrante de 2t. Si el seno y el coseno son ambos positivos, es decir, el numerador y el denominador de la ecuación (16.29) son ambos positivos, entonces 2t está en el primer cuadrante (entre 0° y 90°). De manera similar, si el numerador es positivo y el denominador negativo, 2t está en el segundo cuadrante; y si el numerador y el denominador son ambos negativos, 2t está en el tercer cuadrante.

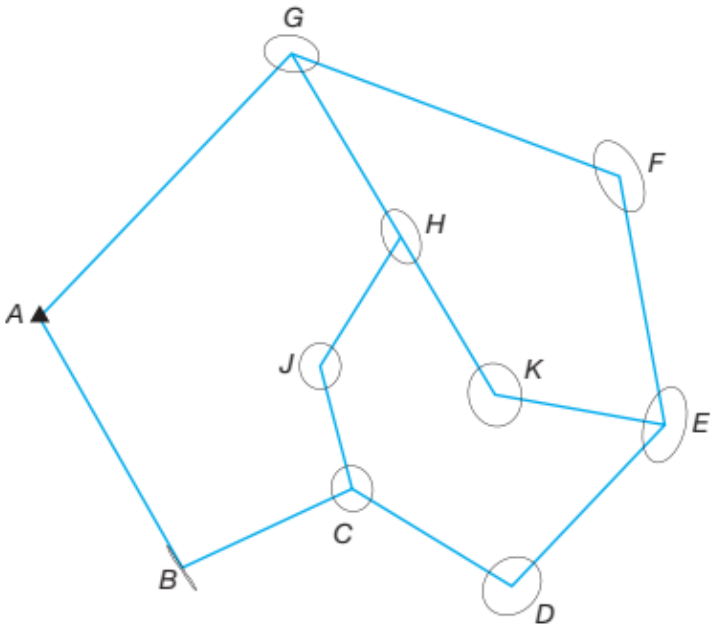


Figura 16.12
Elipses de error graficadas a 200 veces su tamaño real.

Como se mencionó anteriormente, al finalizar un ajuste, suele ser informativo visualizar un gráfico de las elipses de error. En las elipses de error de este ejemplo, que se muestran en la Figura 16.12, se han ampliado 200 veces sus semiejes para que sus valores relativamente pequeños sean fácilmente visibles en el gráfico. Si una elipse de error se aproxima a un círculo, esto indicaría que ese punto tiene una precisión aproximadamente igual en todas las direcciones. Las elipses de error largas y estrechas indican baja precisión en sus direcciones largas (a lo largo de sus semiejes mayores) y alta precisión en sus direcciones estrechas (a lo largo de sus semiejes menores). En la Figura 16.12, se puede observar que las direcciones de los semiejes mayores de las estaciones D, E, F y G están alineadas en círculos con sus centros aproximadamente en A. Esto muestra la inestabilidad rotacional en el sistema de observación; es decir, el acimut mantenido de la línea AB por sí solo fija la rotación en la red. Esta inestabilidad podría mejorarse observando un acimut en otra línea, como EF, o conectando las estaciones E o F a otro punto de control cercano (suponiendo que haya uno disponible). En la Figura 16.12 también se puede observar que las mayores incertidumbres existen en las estaciones más alejadas de la estación de control. Esta es la forma habitual en que se propagan los errores en los sistemas de observación; es decir, cuanto más alejadas estén las estaciones desconocidas del control, mayores serán los errores estimados en sus coordenadas. Teniendo esto en cuenta, la magnitud de los errores en todas las estaciones, pero especialmente en E y F, podría reducirse conectando cualquiera de estas estaciones a una estación de control vecina (siempre que haya una disponible). El análisis de las elipses de error graficadas es muy útil para analizar los resultados de los levantamientos horizontales ajustados, como lo ilustran los análisis sencillos del párrafo anterior. Como se ha demostrado, tanto el tamaño como la forma de las elipses de error ofrecen una impresión visual inmediata de la precisión relativa de los puntos de una red y permiten desarrollar el plan más eficiente para realizar observaciones adicionales que fortalezcan el esquema de observación.

■ 16.11 PROCEDIMIENTOS DE AJUSTE

Independientemente de la naturaleza del problema de ajuste específico, se deben seguir ciertos procedimientos. Por ejemplo, antes de realizar el ajuste, todos los datos deben analizarse cuidadosamente para detectar errores. Se deben identificar y corregir errores como identificaciones erróneas de estaciones, errores de transcripción, errores de lectura y otros. Si no se eliminan, el resultado será un ajuste insatisfactorio o ningún ajuste. En varios tipos de levantamientos, realizar cierres de bucle en los datos puede identificar errores. Esto es cierto en la nivelación, en redes GNSS y en levantamientos horizontales, incluyendo poligonaciones. Además, en poligonaciones, se pueden emplear los métodos analizados en la Sección 10.16 para detectar errores. La cantidad mínima de control requerida para realizar ajustes varía según el tipo de problema. En la nivelación diferencial sólo se necesita un punto de referencia, y en una red de observaciones de línea base GNSS, sólo es necesaria una estación con valores de coordenadas conocidos. Para levantamientos horizontales como poligonaciones y redes, debe estar disponible una estación con coordenadas conocidas y un curso con dirección conocida. Si hay más del mínimo de control, el ajuste debe realizarse en dos etapas como un medio adicional para detectar errores. El primer ajuste, llamado ajuste mínimamente restringido, debe

contener sólo la cantidad mínima de control. A esto le debe seguir un ajuste restringido, en el que se utiliza todo el control disponible. El ajuste mínimamente restringido proporciona verificaciones de los cierres geométricos y la consistencia de las observaciones. Una vez completado el ajuste, deben analizarse los residuos. Cualquier residuo inusualmente grande, o una preponderancia de residuos negativos o positivos (un grupo de errores aleatorios debe contener aproximadamente el mismo número de valores positivos y negativos), serán claves para la existencia de errores en los datos. Sin embargo, aunque un ajuste mínimamente restringido verificará la consistencia interna de los datos, puede no identificar la presencia de errores sistemáticos. Por ejemplo, supongamos que durante la observación del circuito de nivelación mostrado en la Figura 16.13 se produjo un error de +1 m durante la observación de la línea 1 y un error de -1 m durante la observación de la línea 7. Aunque cada punto de referencia observado tendría un error de 1 m, el cierre del bucle no revelaría este error y las observaciones se cerrarían geométricamente. Sin embargo, en esa figura, si se observa una línea adicional de niveles diferenciales desde BM 2 hasta D, la presencia de estos errores se haría evidente. Tras aceptar el ajuste mínimamente restringido, se debe añadir todo el control adicional disponible a los datos y al ajuste ejecutado restringido.

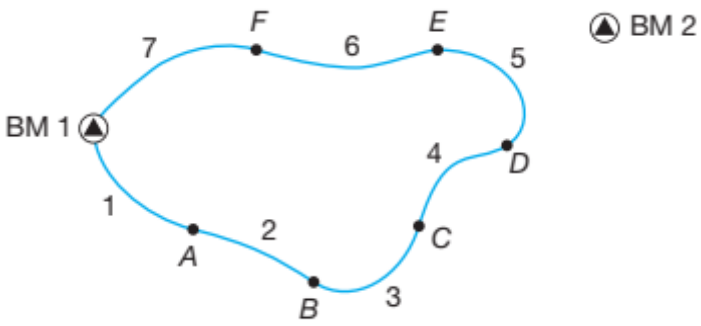


Figura 16.13
Bucle de nivelación diferencial.

Esto ayudará a identificar errores compensatorios o sistemáticos en los datos y errores de control. Por ejemplo, supongamos que los valores de las coordenadas de la estación de control A en la Figura 16.12 corresponden a coordenadas del plano de estado, pero las distancias no se reducen correctamente a la cuadrícula del plano de estado (véase el Capítulo 20). En esta situación, los cierres geométricos del ajuste podrían parecer correctos, pero, debido al error de escala de la distancia, las coordenadas calculadas para las estaciones desconocidas serían incorrectas. En este caso, el ajuste mínimamente restringido no detectaría el error de escala. Sin embargo, si se hubieran realizado observaciones para conectar la red a una segunda estación de control con coordenadas del plano de estado conocidas, el error de escala se haría evidente en el ajuste restringido. De igual manera, un error en las coordenadas de control o en los puntos de referencia no se hará evidente hasta que se realice el ajuste restringido. Por lo tanto, es importante realizar un ajuste mínimamente restringido para obtener comprobaciones geométricas de los datos y un ajuste restringido para detectar posibles errores de compensación, errores sistemáticos y errores de control. Por lo tanto, es lógico que cada levantamiento contenga observaciones redundantes para proporcionar comprobaciones geométricas y aislar errores causados por un trabajo descuidado.

Tras la aceptación del ajuste restringido, se deben calcular las estadísticas posteriores al ajuste, como se indica en las Secciones 16.5, 16.7 y 16.10. Cuando sea posible, estos valores estadísticos se deben comparar con los estándares de precisión publicados.

Si el levantamiento no cumple con los estándares requeridos, se deben realizar observaciones adicionales o repetir el trabajo utilizando equipos más precisos.

■ 16.12 OTRAS MEDIDAS DE PRECISIÓN PARA ESTACIONES HORIZONTALES

Dado que las elipses de error forman parte de una distribución bivariada, su nivel de probabilidad es de aproximadamente el 39 %. Generalmente, los topógrafos prefieren expresar sus resultados con un nivel de confianza mucho mayor. Para los semiejes mayor y menor de la elipse de error, esto se logra utilizando un multiplicador basado en valores críticos tomados de la distribución *F*. Esta distribución es una función del número de grados de libertad (número de observaciones redundantes) que existían en el ajuste. Algunos de los valores críticos de la distribución *F*

se muestran en la Tabla 16.5. Los multiplicadores para los semiejes mayor y menor de una elipse de error expresada en otros niveles de probabilidad se determinan a partir de

$$c = \sqrt{2(F_{\alpha,2,\ \text{grados de libertad}})} \qquad (16.32)$$

donde los ejes semimayor y semimenor se calcularían como

$$\sigma_{U\%} = c\sigma_u \qquad (16.33)$$

$$\sigma_{V\%} = c\sigma_v \qquad (16.34)$$

Otras medidas de precisión que se pueden utilizar incluyen el error circular probable (CEP), que es una función de las desviaciones estándar calculadas para una estación horizontal, o

$$\text{CEP} = 0{,}5887(\sigma_X + \sigma_Y) \qquad (16.35)$$

Tabla 16.5 $F_{\alpha,2,\text{ grados de libertad}}$ **Valores Estadísticos Críticos para Probabilidades Seleccionadas**

Grados de Libertad	90%	Probabilidad 95%	99%
1	49,50	199,50	4999,50
2	9,00	19,00	99,00
3	5,46	9,55	30,82
4	4,32	6,94	18,00
5	3,78	5,79	13,27
9	3,01	4,26	8,02
10	2,92	4,10	7,56
15	2,70	3,68	6,36
20	2,59	3,49	5,85
30	2,49	3,32	5,39

La región del 90 % del CEP se denomina estándar de precisión del mapa circular (CMAS) y se calcula como

$$\text{CMAS} = 1{,}8227\ \text{CEP} \qquad (16.36)$$

El error cuadrático medio de la distancia (DRMS) es otra medida de precisión. Se puede calcular como

$$\text{DRMS} = \sqrt{\sigma_X^2 + \sigma_Y^2} \qquad (16.37)$$

■ Ejemplo 16.10

¿Cuáles son los valores de probabilidad del 95% para los semiejes mayor y menor de la estación B en la Sección 16.10?

Solución

El ajuste de la Figura 16.1 tenía 12 observaciones de distancia, 14 observaciones de ángulo y 1 observación de azimut, para un total de 27 observaciones. Había 9 estaciones con 2 incógnitas cada una, para un total de 18 incógnitas. Por

lo tanto, el número de grados de libertad es 27 - 18, o 9. De la Tabla 16.5, el valor *F* apropiado para 9 grados de libertad es 4,26. Según la Ecuación (16.32), el multiplicador *c* es

$$c = \sqrt{2(4{,}26)} = 2{,}92$$

De la Sección 16.10, los valores de σ_U y σ_V fueron 0,004 y 0,00 m, respectivamente. Por lo tanto, según las Ecuaciones (16.33) y (16.34), los valores del 95% para los semiejes mayor y menor son

$$\sigma_{U95\%} = 2{,}92\ (0{,}004) = \pm 0{,}012\ \text{m}$$
$$\sigma_{V95\%} = 2{,}92\ (0{,}000) = \pm 0{,}000\ \text{m}$$

■ 16.13 PROGRAMA COMPUTACIONAL (SOFTWARE)

En una oficina topográfica típica, se utiliza software para realizar los ajustes descritos en este capítulo. En el sitio web complementario de este libro, http://www.pearsonhighered.com/ghilani, se encuentra el programa WOLFPACK, que incorpora algunos de los ajustes descritos en este capítulo. El archivo de ayuda, que acompaña al software, describe los formatos para cada tipo de archivo de datos compatible.

Para quienes deseen programar estos ajustes en un lenguaje de programación avanzado, también hay varias hojas de cálculo de Mathcad® disponibles en el sitio web complementario. En particular, la hoja de cálculo LLSQ.XMCD muestra un ajuste de mínimos cuadrados de nivelación diferencial, HLSQ.XMCD muestra un ajuste de mínimos cuadrados de levantamiento horizontal y GPS.XMCD muestra un ajuste de mínimos cuadrados de red GNSS. Además, la hoja de cálculo de Excel C16.XLS en el sitio web complementario muestra los cálculos de los ejemplos 16.4, 16.5 y 16.6, y la solución de ecuaciones no lineales presentadas en la sección 16.9.

■ 16.14 CONCLUSIONES

Como se discutió en el Capítulo 3, la presencia de errores en las observaciones es inevitable.

Sin embargo, si se emplea el método de mínimos cuadrados, se puede evaluar la magnitud de los errores y, si se encuentran dentro de límites aceptables, se pueden ajustar las observaciones para determinar los valores más probables de las incógnitas. Si alguna de las observaciones contiene errores inaceptables, estas deben repetirse antes de realizar el ajuste final. Las ventajas del método de mínimos cuadrados sobre otras técnicas de ajuste son numerosas. Algunas de ellas son que:

(1) se ajusta a las leyes de la probabilidad,

(2) proporciona la solución más probable para un conjunto dado de observaciones,

(3) permite la ponderación individual de las observaciones,

(4) fuerza cierres geométricos en las observaciones,

(5) ajusta simultáneamente todas las observaciones,

(6) proporciona una única solución para un conjunto de datos y

(8) produce precisiones estimadas de las cantidades ajustadas.

El método de mínimos cuadrados se programa fácilmente para su solución informática y los datos se preparan fácilmente para realizar ajustes. Debido a estas ventajas y al hecho de que los datos de los ajustes por mínimos cuadrados son ahora necesarios para evaluar la conformidad de los levantamientos con las normas modernas, como las normas y especificaciones del FGCS para el posicionamiento relativo GNSS (véase la Sección 14.5.1) y las Normas de Levantamiento de Títulos de Propiedad ALTA-ACSM (véase la Sección 21.10), todas las oficinas de topografía deberían emplear este método.

En este capítulo, se presenta la teoría básica del ajuste por mínimos cuadrados y se demuestra su aplicación a observaciones topográficas comunes. Para más información sobre los mínimos cuadrados, se remite al lector a las referencias en la bibliografía.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas cuyas respuestas parciales se dan en el Apéndice G.

16.1 ¿Qué condición fundamental se cumple con el método de mínimos cuadrados ponderados?

16.2 ¿Cuáles son las ventajas de ajustar las observaciones mediante el método de mínimos cuadrados?

16.3 ¿Cuáles son las ventajas del método de mínimos cuadrados sobre los métodos de ajuste?

16.4* ¿Cuál es el valor más probable para el siguiente conjunto de 10 observaciones de distancia en metros?

532,688; 532,682; 532,682; 532,684; 532,689; 532,686; 532,690; 532,684; 532,686; 532,686.

16.5 ¿Cuál es la desviación estándar del valor ajustado en el problema 16.4?

16.6 Se observaron tres ángulos horizontales alrededor del horizonte de la estación A. Sus valores son 165°07'54", 160°25'36" y 34°26'36". Suponiendo la misma ponderación, ¿cuáles son los valores más probables para los tres ángulos?

16.7 ¿Cuáles son las desviaciones estándar de los valores ajustados en el Problema 16.6?

16.8 En el Problema 16.6, las desviaciones estándar de los tres ángulos son ±1,5"; ±3,0" y ±4,9", respectivamente. ¿Cuáles son los valores más probables para los tres ángulos?

16.9* Determine los valores más probables para las distancias x e y de la Figura 16.2, si las longitudes observadas de AC, AB y BC (en metros) son 294,081; 135,467 y 158,607, respectivamente.

16.10* ¿Cuáles son las desviaciones estándar de los valores ajustados en el Problema 16.9?

16.11 Se extiende una red de niveles diferenciales desde el punto de referencia existente Juniper, a través de las nuevas estaciones A y B, hasta los puntos de referencia existentes Red y Rock, como se muestra en la figura adjunta. Las elevaciones de Juniper, Red y Rock son 685,65; 696,75 y 705,27 pies, respectivamente. Desarrolle las ecuaciones de observación para ajustar esta red por mínimos cuadrados, utilizando las siguientes diferencias de elevación.

Desde	a	Elev. Dif. (pies)	(pies)
Juniper	*A*	−40,58	0,021
A	*B*	8,21	0,010
B	Red	43,44	0,020
B	Rock	51,96	0,026

Problema 16.11

16.12 Para el Problema 16.11, siguiendo los pasos descritos en el Ejemplo 16.6, realice un ajuste ponderado de mínimos cuadrados de la red. Determine los pesos con base en las desviaciones estándar dadas. Cuáles son:

(a) ¿Los valores más probables para las elevaciones de A y B?

(b) ¿Las desviaciones estándar de las elevaciones ajustadas?.

(c) ¿La desviación estándar del peso unitario?.

(d) ¿Las diferencias de elevación ajustadas y sus residuos?.

(e) ¿Las desviaciones estándar de las diferencias de elevación ajustadas?.

16.13 Repita el problema 16.12 usando distancias como ponderación. Suponga las siguientes longitudes de recorrido para el problema.

Desde	A	Distancia (pies)
Juniper	*A*	1500
A	*B*	300
B	Red	1200
B	Rock	2300

16.14 Utilice WOLFPACK para resolver los problemas 16.12 y 16.13 y compare las soluciones para A y B.

16.15 Repita el problema 16.12 utilizando los siguientes datos.

Desde	A	Elev. Dif. (pies)	σ (pies)
Juniper	*A*	−40,62	0,027
A	*B*	8,19	0,015
B	Red	43,48	0,029
B	Rock	51,95	0,027

16.16 En la figura adjunta se muestra una red de niveles diferenciales. Las elevaciones de los puntos de referencia A y G son 435,235 y 465,643 m, respectivamente. Las diferencias de elevación observadas y las distancias entre estaciones se muestran en la siguiente tabla. Utilizando WOLFPACK, determine los valores más probables para las elevaciones de los nuevos puntos de referencia B, C, D, E, F y H.

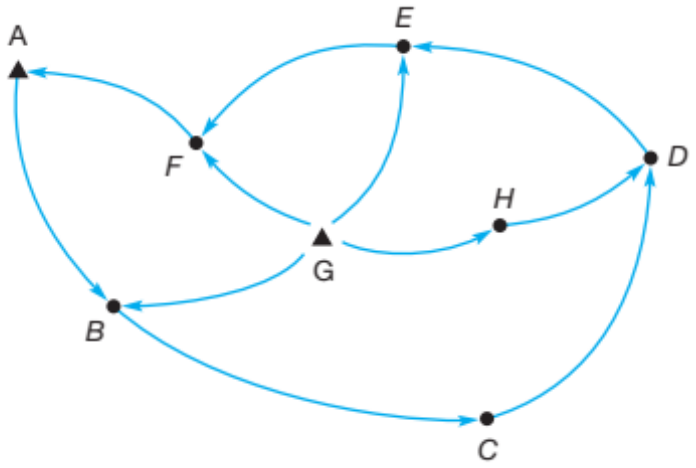
Desde	A	Elev. Dif. (m)	S (m)
A	*B*	−19,411	0,127
B	*C*	5,007	0,180
C	*D*	24,436	0,154
D	*E*	10,414	0,137
E	*F*	−17,974	0,112
F	*A*	−4,797	0,106
G	*F*	−25,655	0,112
G	*H*	−7,810	0,112
H	*D*	−13,011	0,112
G	*B*	−49,785	0,122
G	*E*	−10,477	0,117

(b) ¿Desviaciones típicas de las elevaciones ajustadas?

(c) ¿Desviación típica del peso unitario?

(d) ¿Diferencias de elevación ajustadas y sus residuos?

(e) ¿Desviaciones típicas de las diferencias de elevación ajustadas?



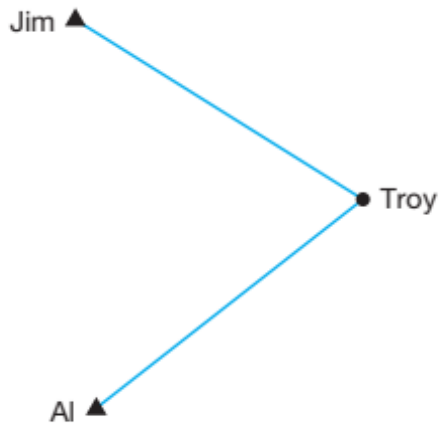
Problema 16.16

16.17 Desarrolle las ecuaciones de observación para el problema 16.16.

16.18 Se creó una red de observaciones GNSS, como se muestra en la figura adjunta, con dos receptores utilizando el método estático. Las coordenadas conocidas de las dos estaciones de control se encuentran en el sistema geocéntrico. Desarrolle las ecuaciones de observación para los siguientes componentes del vector de referencia.

Estación	*X*(m)	*Y*(m)	*Z*(m)
Jim	34,676	−4,497,514,405	4,507,737,916
Al	−268,920	−4,588,971,649	4,415,199,130

Jim a Troy				**Al a Troy**			
76,399,646	3,35E-03	2,79E-04	1,55E-03	76,703,377	3,37E-03	2,17E-04	5,24E-07
−45,109,020		3,18E-03	7,93E-05	46,348,167		3,45E-03	1,62E-05
−45,766,394			3,32E-03	46,772,390			3,38E-03



Problema 16.18

16.19 Para el Problema 16.18, construya las matrices A y L.

16.20 Para el Problema 16.18, construya la matriz de covarianza.

16.21 Utilice WOLFPACK para ajustar las líneas base del Problema 16.18.

16.22 Convierta las coordenadas geocéntricas obtenidas para la estación Troy en el Problema 16.21 a coordenadas geodésicas.

16.23 Se creó una red de observaciones GNSS, como se muestra en la figura adjunta, con dos receptores mediante el método estático. Utilice WOLFPACK para ajustar la red, dados los siguientes datos.

Estación	*X*(m)	*Y*(m)	*Z*(m)
Bonnie	−1.660.596,783	−4.718.761,893	3.944.402,433
Tom	−1.622.711,656	−4.733.328,952	3.942.760,219

Bonnie a Ray

54.807,272	3,48E-03	2,89E-04	1,62E-03
−65.078,175		3,61E-03	6,16E-05
−55.773,186			3,39E-03

Bonnie a Herb

80.093,477	3,07E-03	7,87E-05	5,88E-05
14.705,261		3,13E-03	1,36E-04
49.804,206			3,06E-03

Tom a Ray

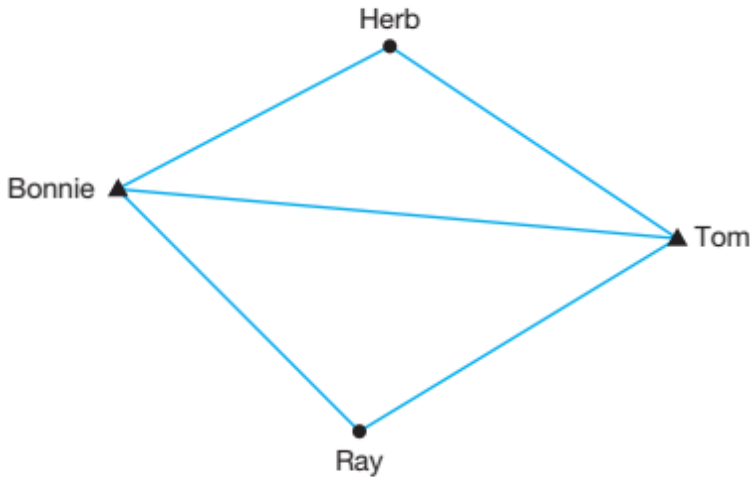
16.922,045	1,93E-03	4,49E-05	7,39E-05
−50.511,098		1,98E-03	−3,91E-06
−54.130,990			1,99E-03

Tom a Herb

42.208,529	1,79E-03	1,12E-05	4,48E-05
29.272,300		1,78E-03	5,65E-05
51.446,338			1,80E-03

Bonnie a Tom (Línea fija: no utilizar en ajustes).

37.885,108	5,55E-04	1,31E-05	1,21E-05
−14.567.048		5,55E-04	8,04E-06
−1.642,215			5,54E-04



Problema 16.23 hasta el 16.28

16.24 Para el Problema 16.23, escriba las ecuaciones de observación para las líneas base “Bonnie a Ray” y “Tom a Herb”.

16.25 Para el Problema 16.23, construya las matrices A y L para las observaciones.

16.26 Para el Problema 16.23, construya la matriz de covarianza.

16.27* Después de completar el Problema 16.23, convierta las coordenadas geocéntricas de las estaciones Ray y Herb a coordenadas geodésicas. (Sugerencia: Véase la Sección 13.4.3).

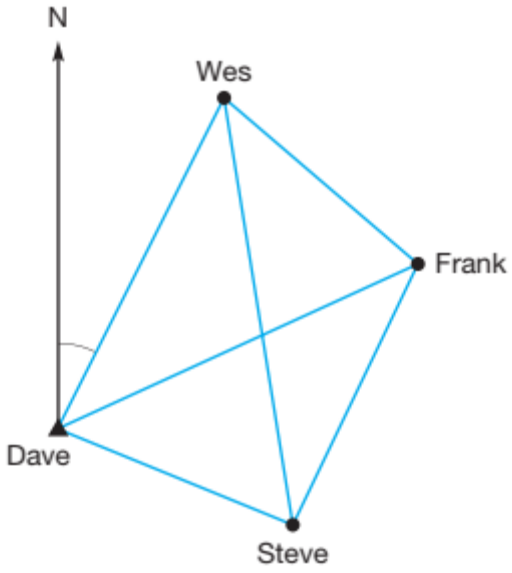
16.28 Siguiendo los procedimientos descritos en la Sección 14.5.2, analice la línea base fija de la estación Bonnie a Tom.

16.29 Para el levantamiento horizontal de la figura adjunta, determine las aproximaciones iniciales para las estaciones desconocidas. Las observaciones para el levantamiento son

Estación	X (pies)	Y (pies)	Desde	A	Acimut	S
Dave	2515,62	1941,12	Dave	**Wes**	23°43′46″	0,001″

Desde	A	Distancia (pies)	σ (pies)
Dave	Steve	2049,59	0,016
Steve	Frank	2089,17	0,016
Frank	Wes	2639,06	0,017
Wes	Dave	3179,50	0,018
Dave	Frank	3181,90	0,018
Steve	Wes	3759,69	0,019

Estación de Atrás	Estación Instrumental	Estación de Adelante	Ángulo	σ
Wes	Dave	Frank	49°01′12″	3,1″
Frank	Dave	Steve	40°12′36″	3,2″
Dave	Steve	Wes	57°44′15″	3,2″
Wes	Steve	Frank	42°45′08″	3,2″
Steve	Frank	Dave	39°17′59″	3,2″
Dave	Frank	Wes	65°26′35″	3,2″
Frank	Wes	Steve	32°30′13″	3,2″
Steve	Wes	Dave	33°01′59″	3,1″



Problema 16.29 hasta el 16.32

16.30* Utilizando los datos del Problema 16.29, escriba la ecuación de observación linealizada para la distancia de Steve a Frank.

16.31 Utilizando los datos del Problema 16.29, escriba la ecuación de observación linealizada para el ángulo Wes-Dave-Frank.

16.32 Suponiendo una desviación estándar de ±0,001" para la línea azimutal Dave-Wes, utilice WOLFPACK para ajustar los datos del Problema 16.29.

16.33* Dada la siguiente matriz inversa y una desviación estándar del peso unitario de 1,23, determine los parámetros de la elipse de error.

$$(A^TWA)^{-1} = \begin{bmatrix} q_{xx} & q_{xy} \\ q_{xy} & q_{yy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0{,}00023536 & 0{,}00010549 \\ 0{,}00010549 & 0{,}00033861 \end{bmatrix}$$

16.34 Calcule S_x y S_y en el problema 16.33.

16.35 Dada la siguiente matriz inversa y una desviación estándar del peso unitario de 1,45, determine los parámetros de la elipse de error.

$$(A^TWA)^{-1} = \begin{bmatrix} q_{xx} & q_{xy} \\ q_{xy} & q_{yy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0{,}0004894 & 0{,}0000890 \\ 0{,}0000890 & 0{,}0002457 \end{bmatrix}$$

16.36 Calcule S_x y S_y en el problema 16.35.

16.37 La conocida ecuación de observación para una recta es $mx + b = y + v_y$. ¿Cuál es la pendiente y la intersección con el eje y de la recta de mejor ajuste para un conjunto de puntos con coordenadas de (478,72; 3517,64); (1446,81; 2950,40); (2329,79; 2432,66); (3345,74; 1837,13); (4382,98; 1229,16)?

16.38 Utilice WOLFPACK y las siguientes desviaciones estándar para cada observación para realizar un ajuste por mínimos cuadrados del ejemplo 10.4 y describa las diferencias en la solución. ¿Qué ventajas tiene utilizar el método de mínimos cuadrados para ajustar esta poligonación?

Estaciones	Ángulo ± S	Estación	Distancia ± S
E-A-B	100°45′37″ ± 16,7″	*AB*	647,25 ± 0,027
A-B-C	231°23′43″ ± 22,1″	*BC*	203,03 ± 0,026
B-C-D	17°12′59″ ± 21,8″	*CD*	720,35 ± 0,027
C-D-E	89°03′28″ ± 10,2″	*DE*	610,24 ± 0,027
D-E-A	101°34′24″ ± 16,9″	*EA*	285,13 ± 0,026
Acimut *AB*	126°55′17″ ± 0,001″		

BIBLIOGRAFÍA

Bell, J. 2003. "MOVE3." *Professional Surveyor* 23 (No. 11): 46.

Ghilani, C. D. 2003. "Statistics and Adjustments Explained—Part 1: Basic Concepts." *Surveying and Land Information Science* 63 (No. 2): 73.

_____. 2003. "Statistics and Adjustments Explained—Part 2: Sample Sets and Reliability." *Surveying and Land Information Science* 63 (No. 3): 141.

_____. 2004. "Statistics and Adjustments Explained—Part 3: Error Propagation." *Surveying and Land Information Science* 64 (No. 1): 23.

_____. 2010. *Adjustment Computations: Spatial Data Analysis*. New York, NY: Wiley.

Schwarz, C. R. 2005. "The Effects of Unestimated Parameters." *Surveying and Land Information Science* 65 (No. 2): 87.

Tan, W. 2002. "In What Sense a Free Net Adjustment?" *Surveying and Land Information Science* 62 (No. 4): 251.

■ 17.1 INTRODUCCIÓN

Los estudios cartográficos se realizan para determinar la ubicación de las características naturales y culturales en la superficie de la Tierra y para definir la configuración (relieve) de esa superficie. Una vez ubicadas, estas características se pueden representar en mapas. Las características naturales que normalmente se muestran en los mapas incluyen vegetación, ríos, lagos, océanos, etc. Las características culturales (artificiales) son productos de las personas e incluyen carreteras, ferrocarriles, edificios, puentes, canales, líneas fronterizas, etc. El relieve de la Tierra incluye sus colinas, valles, llanuras y otras irregularidades de la superficie. Se utilizan líneas y símbolos para representar las características que se muestran en los mapas. Se agregan nombres y leyendas para identificar los diferentes objetos mostrados. Como resultado de los estudios cartográficos, se preparan dos tipos diferentes de mapas, planimétricos y topográficos. El primero representa las características naturales y culturales sólo en las vistas del plano (X-Y). Los objetos mostrados se denominan características planimétricas. Los mapas topográficos también incluyen características planimétricas, pero además muestran la configuración de la superficie de la Tierra. Ambos tipos de mapas tienen muchas aplicaciones. Son utilizados por ingenieros y planificadores para determinar las ubicaciones más deseables y económicas de carreteras, ferrocarriles, canales, tuberías, líneas de transmisión, embalses y otras instalaciones; por geólogos para investigar minerales, petróleo, agua y otros recursos; por silvicultores para ubicar caminos de acceso o transporte, rutas de control de incendios y torres de observación; por arquitectos en diseño de viviendas y paisajes; por agricultores en trabajos de conservación de suelos; y por arqueólogos, geógrafos y científicos en numerosos campos. Los mapas se utilizan ampliamente en aplicaciones de sistemas de información geográfica (SIG) “Sistema de Información Geográfica”(véase el Capítulo 28). La realización de los estudios necesarios para preparar mapas y la producción de los mapas a partir de los datos del estudio son el pilar de muchos negocios de topografía.

El relieve se muestra en los mapas mediante diversas convenciones y procedimientos. En los mapas topográficos, las curvas de nivel son las más utilizadas y las preferidas por los topógrafos e ingenieros. Los modelos digitales de elevación (MDE) y los modelos de perspectiva tridimensionales son métodos más recientes para representar el relieve, posibles gracias a las computadoras. El color, las tramas, el sombreado y el tintado también se pueden utilizar para mostrar el relieve, pero estos métodos no son lo suficientemente cuantitativos y, por lo tanto, generalmente no son adecuados para trabajos de topografía e ingeniería. Las curvas de nivel, los modelos digitales de elevación y los modelos de perspectiva tridimensionales se analizan en secciones posteriores de este capítulo y en el Capítulo 18. Tradicionalmente, los mapas se preparaban utilizando métodos de dibujo manual. Ahora, sin embargo, como se describe en el Capítulo 18, la mayoría de los mapas se producen utilizando computadoras, software de dibujo asistido por computadora (CAD) y colectores de datos. Actualmente, algunos colectores de datos incluyen software de dibujo

para que el personal de campo pueda mostrar sus datos en el campo para verificar errores y elementos faltantes. Este capítulo analiza los procedimientos para recopilar datos de cartografía planimétrica y topográfica.

■ 1 7.2 MÉTODOS BÁSICOS PARA REALIZAR LEVANTAMIENTOS CARTOGRÁFICOS

Los levantamientos cartográficos se realizan mediante uno de dos métodos básicos: técnicas aéreas (fotogramétricas) o terrestres (de campo), pero a menudo se emplea una combinación de ambas. Los equipos y procedimientos refinados disponibles hoy en día han hecho que la fotogrametría sea muy precisa y económica. Por lo tanto, casi todos los proyectos cartográficos que cubren grandes áreas ahora emplean este método. Sin embargo, como se discutió en la Sección 27.18, también se pueden utilizar sistemas de mapeo láser aerotransportados. Los levantamientos terrestres aún se utilizan comúnmente en la preparación de mapas a gran escala de áreas más pequeñas. Incluso cuando se utiliza la fotogrametría o el mapeo láser aerotransportado, los levantamientos terrestres son necesarios para establecer el control y verificar en campo la precisión de las características mapeadas. Este capítulo se concentra en los métodos terrestres y describe varios procedimientos de campo para localizar características topográficas, tanto horizontal como verticalmente. La fotogrametría y el mapeo láser aerotransportado se discuten en el Capítulo 27.

■ 1 7.3 ESCALA DEL MAPA

La escala del mapa es la relación entre la longitud de un objeto o característica en un mapa y la longitud real del objeto o característica. Las escalas de los mapas se dan de tres maneras:

(1) por relación o fracción representativa, como 1:2000 o 1/2000;

(2) por una equivalencia, por ejemplo, 1 pulgada = 200 pies; y

(3) utilizando gráficamente una escala de barras o líneas de cuadrícula etiquetadas espaciadas por todo el mapa a distancias uniformes.

Las escalas gráficas permiten realizar mediciones precisas en los mapas, incluso si el papel en el que se imprime el mapa puede cambiar de dimensiones. Una escala de equivalencia de 1 pulgada/100 pies indica que 1 pulgada en el mapa es equivalente a 100 pies en el objeto. Al dar la escala por proporción o fracción representativa, se utilizan las mismas unidades para la distancia del mapa y la distancia del objeto correspondiente, y por lo tanto, 1:1200 podría significar que 1 pulgada en el mapa equivale a 1200 pulgadas en el objeto, pero cualquier otra unidad también se puede aplicar. Obviamente, es posible convertir de una escala de equivalencia a una razón, y viceversa. Por ejemplo, 1 pulg. = 100 pies se convierte a una razón multiplicando 100 pies por 12, lo que lo convierte a pulgadas y da una razón de 1:1200. Quienes se dedican a la topografía (geomática) y la ingeniería generalmente prefieren una escala de equivalencia y líneas de cuadrícula en sus mapas, mientras que los geógrafos a menudo utilizan una fracción representativa y una escala de barras. La elección de la escala depende del propósito, el tamaño y la precisión requerida del mapa terminado. Las dimensiones de una hoja de mapa estándar, el tipo y número de símbolos topográficos utilizados y los requisitos de precisión para escalar distancias del mapa son algunas consideraciones adicionales. Los mapas producidos utilizando el sistema inglés de unidades generalmente tienen sus escalas seleccionadas para ser compatibles con una de las graduaciones estándar en las escalas de ingeniería. Estas graduaciones estándar tienen 10, 20, 30, 40, 50 o 60 unidades por pulgada. Por lo tanto, las escalas de 1 pulgada = 100 pies y 1 pulgada = 1000 pies son compatibles con la escala 10; 1 pulgada = 200 pies y 1 pulgada = 2000 pies son compatibles con la escala 20, y así sucesivamente. En el sistema métrico decimal, se suelen emplear proporciones o fracciones representativas como 1:1000, 1:2000, 1:5000, etc. Las escalas de los mapas se pueden clasificar en grande, mediana y pequeña. Sus respectivos rangos de escala son los siguientes:

Escala grande, 1 pulg. = 200 pies (1:2400) o mayor

Escala media, 1 pulg. = 200 pies a 1 pulg.= 1000 pies (1:2400 a 1:12000)

Escala pequeña, 1 pulg. = 1000 pies (1:12000) o menor

Los mapas a gran escala se aplican donde se necesita una precisión relativamente alta en áreas limitadas; por ejemplo, en el diseño de subdivisiones y el diseño de proyectos de ingeniería como carreteras, presas, aeropuertos y sistemas

de agua y alcantarillado. Las escalas medianas se utilizan a menudo para aplicaciones como la planificación preliminar general donde se cubren áreas más grandes pero sólo se necesita una precisión moderada. Las aplicaciones incluyen el mapeo del diseño general de posibles sitios de construcción, sistemas de transporte propuestos e instalaciones existentes. Los mapas a pequeña escala se utilizan comúnmente para mapear áreas grandes donde un orden inferior de precisión será suficiente. Son adecuados para la cobertura topográfica general, aplicaciones en el análisis de idoneidad del sitio, diseño preliminar de proyectos de construcción propuestos expansivos y para aplicaciones especiales en silvicultura, geología, impacto ambiental y gestión, etc. Los mapas en forma gráfica pueden tener sus escalas ampliadas o reducidas fotográficamente o mediante la conversión de los mapas a formato digital y la ampliación o reducción mediante procesamiento informático. Las proporciones de ampliación posibles por cualquiera de estos métodos son prácticamente ilimitadas. Sin embargo, las ampliaciones deben realizarse con precaución, ya que cualquier error en los mapas originales o en los datos digitales también se magnifica, y el producto ampliado puede no cumplir con los estándares de precisión requeridos. La escala a la que se trazará un mapa afecta directamente la elección de los instrumentos y procedimientos utilizados para realizar el levantamiento cartográfico. Esto se debe a que la precisión con la que se representa la posición de un objeto en un mapa está relacionada con la escala del mapa, que a su vez dicta la precisión con la que se deben levantar las características. Considere, por ejemplo, un mapa trazado a una escala de 1 pulg. = 20 pies. Si las distancias y las ubicaciones se pueden escalar desde el mapa hasta, digamos, 1/50 de pulgada, esto representa un error de escala de (1/50)20 = ±0,4 pies. Para garantizar que la precisión de los datos del levantamiento no limite la precisión con la que se puede escalar la información de un mapa, las características deben ubicarse en el mapa con una precisión mejor que ±0,4 pies para este mapa. Como factor de seguridad, muchas agencias de topografía y cartografía aplican una regla general en la que requieren que las características se ubiquen en el campo con al menos el doble de precisión de escala, lo que en este caso requeriría una precisión de ±0,2 pies o mejor. Siguiendo este mismo razonamiento, si la escala del mapa es de 1 pulgada = 200 pies, entonces las características del terreno deben ubicarse con una precisión de ±2 pies para no limitar la precisión del mapa. Otra consideración con respecto a la escala del mapa que afecta la precisión topográfica es el grosor de las líneas utilizadas para trazar las características. Supongamos, por ejemplo, que los anchos de línea en un mapa con una escala de 1:2000 son de 0,3 mm. Esto significa que cada línea representa 0,3(2000) = 600 mm = 0,6 m en el objeto. Por lo tanto, para representar con precisión un objeto en un mapa con este ancho de línea, el estudio debe tener una precisión de al menos la mitad del ancho de línea, ó ±0,3 m. Obviamente, el equipo y los procedimientos utilizados para el trabajo de mapeo deben seleccionarse de manera que se cumplan estas precisiones. Si bien los factores de escala como los discutidos anteriormente deben tenerse en cuenta para cada proyecto de mapeo específico, también es importante considerar el posible uso futuro de los datos del mapa que se recopilan. Por lo tanto, aunque el primer mapa producido para un proyecto en particular puede ser un mapa de reconocimiento a pequeña escala, es posible que a medida que avanza el proyecto, se necesiten mapas de planificación a mediana escala y mapas de diseño a gran escala, y que algunos o todos los datos recopilados también puedan usarse para estos mapas. Por lo tanto, aunque precisiones relajadas pueden ser suficientes para el mapa de reconocimiento, para mayor eficiencia los datos deben ser recolectados con una precisión adecuada para otros mapas que puedan seguir.

■ 1 7.4 CONTROL PARA LEVANTAMIENTOS CARTOGRÁFICOS

Ya sea que el levantamiento cartográfico se realice por métodos terrestres o aéreos, el primer requisito para cualquier proyecto es un buen control. Como se explicó en el Capítulo 19, el control se clasifica como horizontal o vertical.

El control horizontal para un levantamiento cartográfico se proporciona mediante dos o más puntos sobre el terreno, marcados de forma permanente o semipermanente, y fijados con precisión en su posición horizontal mediante distancia, dirección o coordenadas. Es la base para la localización de las características cartográficas. El control horizontal se puede establecer mediante los métodos tradicionales de levantamiento cartográfico terrestre: poligonación, triangulación o trilateración (véase la Sección 19.12), o mediante levantamientos GNSS (véanse los Capítulos 14 y 15). Para áreas extensas, se puede densificar una red dispersa de control horizontal (y vertical) mediante fotogrametría (véase el Capítulo 27). Para áreas pequeñas, el control horizontal para levantamientos cartográficos se establece generalmente mediante poligonación. Hasta hace poco, la triangulación y la trilateración eran los procedimientos más económicos disponibles para establecer un control básico en proyectos cartográficos que abarcaban grandes áreas, como un estado o todo Estados Unidos. Estas técnicas han dado paso a los levantamientos

GNSS, que no sólo son altamente precisos, sino también muy eficientes. Los hitos cuyas posiciones se han establecido mediante levantamientos de control de orden superior y referenciados en los sistemas de coordenadas del plano estatal (véase el Capítulo 20) se utilizan para iniciar levantamientos de todo tipo, pero lamentablemente se necesitan más en la mayoría de las áreas. Sin embargo, los levantamientos GNSS pueden proporcionar coordenadas del plano estatal a cualquier región con visibilidad satelital.

El control vertical se proporciona mediante puntos de referencia en o cerca del terreno a levantar y constituye la base para representar correctamente el relieve en un mapa topográfico. El control vertical se establece generalmente trazando líneas de niveles diferenciales que parten y cierran sobre los puntos de referencia establecidos (véanse los capítulos 4 y 5).

Los puntos de referencia del proyecto se establecen a lo largo del área cartográfica en ubicaciones estratégicas y sus elevaciones se determinan incluyéndolos como puntos de inflexión en las líneas de nivelación diferencial. En zonas accidentadas, la nivelación trigonométrica con instrumentos de estación total es práctica y se utiliza con frecuencia para establecer el control vertical en la cartografía. Los levantamientos GNSS también son adecuados para establecer el control vertical en la cartografía topográfica, pero las alturas elipsoidales derivadas de los levantamientos GNSS deben convertirse primero a alturas ortométricas mediante la ecuación (13.8). Estos dos últimos métodos ofrecen la precisión suficiente para la mayoría de los levantamientos cartográficos. Independientemente de los métodos utilizados para realizar los levantamientos de control en proyectos cartográficos, los errores de cierre máximos permisibles, tanto para el control horizontal como para el vertical, deben determinarse antes del trabajo de campo y utilizarse como guía. La ubicación de las características que componen el mapa (a menudo también denominadas detalles del mapa) se basa en el marco de puntos de control cuyas posiciones y elevaciones se establecen. Por lo tanto, cualquier error en las posiciones o elevaciones de los puntos de control resultará en ubicaciones erróneas de los detalles en el mapa. Por lo tanto, es aconsejable ejecutar, verificar y ajustar los levantamientos de control horizontales y verticales antes de comenzar a localizar los detalles del mapa, en lugar de realizar ambos procesos simultáneamente. El método seleccionado para localizar los detalles del mapa determinará la velocidad, el costo y la eficiencia del levantamiento. En secciones posteriores de este capítulo, se describen los diferentes procedimientos básicos de campo y los distintos equipos que se pueden utilizar.

■ 17.5 CURVAS DE NIVEL

Como se mencionó anteriormente, los topógrafos e ingenieros suelen utilizar curvas de nivel para representar el relieve.

Esto se debe a que proporcionan una representación cuantitativa precisa del terreno. Dado que las características planimétricas y las curvas de nivel se ubican simultáneamente en la mayoría de los levantamientos topográficos de campo, es importante comprender las curvas de nivel y sus características antes de analizar los diversos procedimientos de campo utilizados para ubicarlas.

Una curva de nivel es una línea que une puntos de igual elevación. Dado que el agua presenta una superficie nivelada, la orilla de un lago es una curva de nivel visible; sin embargo, en general, las curvas de nivel no se pueden ver en la naturaleza. En los mapas, las curvas de nivel representan las ubicaciones planimétricas de las trazas de superficies niveladas para diferentes elevaciones (véase la vista en planta de la Figura 17.1). Las curvas de nivel se dibujan en los mapas interpolando entre puntos cuyas posiciones y elevaciones se han observado y trazado. Como se mencionó anteriormente, los sistemas computarizados de mapeo y trazado de curvas de nivel están reemplazando los métodos manuales de trazado, pero los principios para trazar puntos del terreno e interpolar curvas de nivel siguen siendo básicamente los mismos en ambos métodos.

La distancia vertical entre superficies niveladas consecutivas que forman las curvas de nivel en un mapa (la diferencia de elevación representada entre curvas de nivel adyacentes) se denomina intervalo de curva de nivel. Para los mapas cuadrángulos a pequeña escala del Servicio Geológico de Estados Unidos (trazados a escala 1:24000), dependiendo de la naturaleza del terreno, se utiliza uno de los siguientes intervalos de curvas de nivel: 5, 10, 20, 40, u 80 pies.

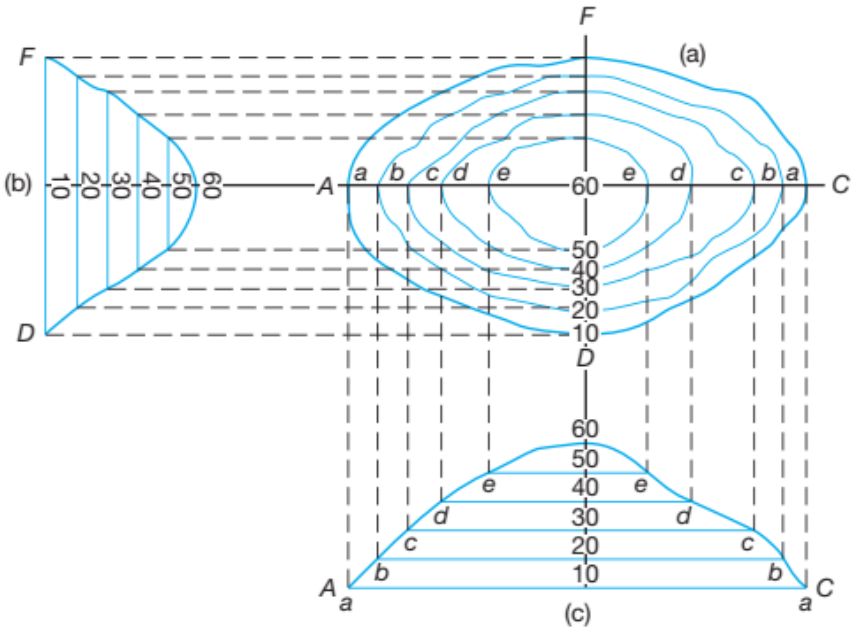


Figura 17.1
(a) Vista en planta de las curvas de nivel, (b) y (c) vistas de perfil.

Para mapas a mayor escala utilizados en diseño de ingeniería, en el sistema inglés de unidades, se suelen usar intervalos de curvas de nivel de 1, 2, 5 o 10 pies. En el sistema métrico, generalmente se selecciona un intervalo de curvas de nivel de 0,5; 1; 2; 5 ó 10 m. La Figura 17.2 muestra un mapa topográfico con curvas de nivel de 10 pies.

El intervalo de curvas de nivel seleccionado depende del propósito y la escala del mapa, así como de la diversidad del relieve de la zona. Por ejemplo, en un mapa destinado al diseño de calles y sistemas de agua y alcantarillado de una subdivisión, quizás sería necesario un intervalo de curvas de nivel de 1 ó 2 pies, mientras que un intervalo de curvas de nivel de 10 ó 20 pies puede ser adecuado para cartografiar un barranco grande y determinar la capacidad del embalse resultante de la construcción de una presa. Además, normalmente será necesario un intervalo de curvas de nivel más pequeño para representar adecuadamente terrenos suavemente ondulados con diferencias de elevación moderadas, mientras que las zonas accidentadas con grandes diferencias de elevación suelen requerir un intervalo de curvas de nivel más amplio para que estas no se congestionen demasiado en el mapa. En general, reducir el intervalo de curvas de nivel requiere un trabajo de campo más costoso y preciso. En regiones donde se incluyen tanto zonas costeras planas como terreno montañoso en un mapa, a menudo se dibujan curvas de nivel complementarias, a la mitad o a un cuarto del intervalo de curvas de nivel básico, que se muestran con líneas discontinuas.

Las elevaciones puntuales se utilizan en los mapas para marcar puntos únicos o críticos, como picos, baches, valles, arroyos y cruces de carreteras. También pueden utilizarse en lugar de las curvas de nivel para definir elevaciones en terrenos relativamente planos que se extienden sobre un área extensa.

La convención topográfica exige dibujar sólo aquellas curvas de nivel que sean divisibles por el intervalo de curvas de nivel. Así, para el intervalo de curvas de nivel de 3 metros en el mapa de la Figura 17.2, se muestran curvas de nivel como 1100, 1110, 1120 y 1130. Las elevaciones se muestran en interrupciones en las curvas de nivel y, para evitar confusiones, al menos una de cada cinco curvas de nivel está etiquetada. Para facilitar la lectura de los mapas topográficos, cada quinta curva de nivel (cada una divisible por cinco veces el intervalo de curvas de nivel) se dibuja con una línea más gruesa. Por lo tanto, en la Figura 17.2, las curvas de nivel 1100, 1150, 1200, etc., se dibujan con mayor grosor.

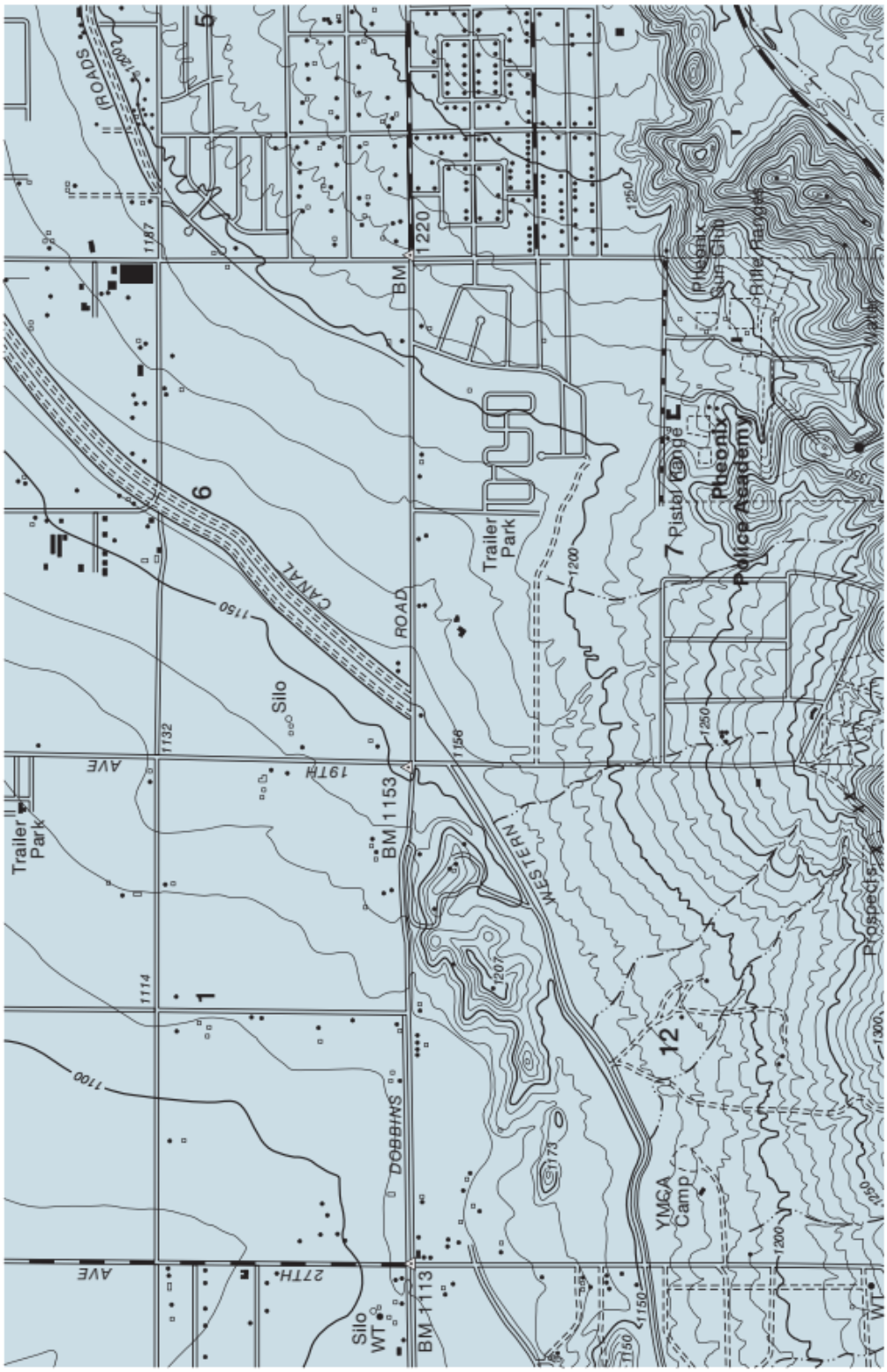


Figura 17.2
Parte del mapa cuadrangular U.S.G.S. de Lone Butte del Servicio Geológico de los Estados Unidos.
(Cortesía de la Sociedad Geológica de los Estados Unidos).

■ 1 7.6 CARACTERÍSTICAS DE LAS CURVAS DE NIVEL

Aunque cada curva de nivel en la naturaleza tiene una forma única, todas las curvas de nivel se adhieren a un conjunto de características generales. Se enumeran las más importantes, fundamentales para su correcta ubicación en el campo y su correcto trazado.

1. Las curvas de nivel deben cerrarse sobre sí mismas, ya sea dentro o fuera del mapa. No pueden tener un final sin salida.

2. Las curvas de nivel son perpendiculares a la dirección de la pendiente máxima.

3. Se asume que la pendiente entre curvas de nivel adyacentes es uniforme. (Por lo tanto, es necesario que los cambios de pendiente se localicen en los levantamientos topográficos).

4. La distancia entre curvas de nivel indica la inclinación de una pendiente. Una separación amplia denota pendientes suaves; una separación estrecha, pendientes pronunciadas; una separación uniforme y paralela, pendiente uniforme.

5. Las curvas de nivel irregulares indican un terreno áspero y accidentado. Las líneas suaves implican un terreno ondulado más uniforme.

6. Las curvas de nivel concéntricas cerradas que aumentan en elevación representan colinas. Una curva de nivel que forma un bucle cerrado alrededor de un terreno más bajo se denomina curva de nivel de depresión. (Las elevaciones puntuales y las marcas dentro de la curva de nivel más baja, que apuntan al fondo de un agujero o sumidero sin salida, facilitan la lectura del mapa).

7. Las curvas de nivel de diferentes elevaciones nunca se encuentran, excepto en una superficie vertical, como una pared, un acantilado o un puente natural. Sólo se cruzan en el raro caso de una cueva o una plataforma saliente. Las condiciones de filo de cuchillo nunca se encuentran en las formaciones naturales.

8. Una curva de nivel no puede ramificarse en dos curvas de nivel de la misma elevación.

9. Las curvas de nivel que cruzan un arroyo apuntan río arriba y forman una **V**; apuntan hacia abajo de la cresta y forman una **U** al cruzar la cresta.

10. Las curvas de nivel suben por los valles y bordean las cimas de las crestas en pares.

11. Una sola curva de nivel de una elevación dada no puede existir entre dos curvas de nivel de igual altura, de mayor o menor elevación. Por ejemplo, una curva de nivel de 240 m no puede existir sola entre dos curvas de nivel de 245 m o dos de 250 m.

12. Los cortes y rellenos para presas de tierra, diques, carreteras, ferrocarriles, canales, etc., producen curvas de nivel rectas o geométricamente curvas con un espaciado uniforme o uniformemente graduado. Las curvas de nivel cruzan calles inclinadas o con coronamiento en líneas típicas en forma de V o U.

Tener en cuenta estas características

(1) facilitará la visualización de las curvas de nivel al observar un área,

(2) ayudará a seleccionar la mejor matriz de puntos para ubicar en el campo al realizar un levantamiento topográfico y

(3) evitará errores graves al dibujar curvas de nivel.

■ 1 7.7 MÉTODOS DIRECTOS E INDIRECTOS DE LOCALIZACIÓN DE CURVAS DE CONTORNO

Las curvas de nivel se pueden establecer mediante el método directo (método de trazado de curvas de nivel) o el método indirecto (método de punto de control). El método de punto de control es generalmente más cómodo y rápido, por lo que es el más utilizado. También es la opción más frecuente al introducir datos en un ordenador para el trazado automatizado de curvas de nivel. Estos dos métodos se describen en las siguientes subsecciones.

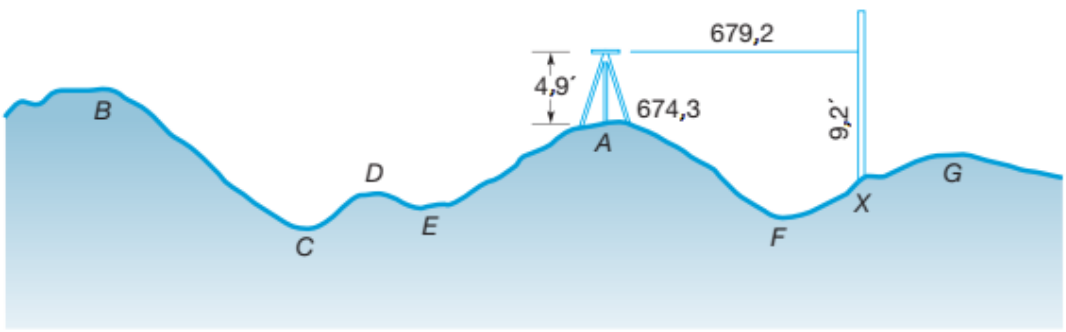


Figura 17.3
Método directo de localización de contornos.

17.7.1 Método Directo

Este método puede realizarse con una estación total. Una vez configurado el instrumento, se establece la altura de la vista (HI) y se orienta el telescopio horizontalmente. A continuación, para la HI existente, se determina la lectura de la mira (visión de frente) que debe restarse para obtener una elevación de contorno específica. El operador selecciona los puntos de prueba que se espera que proporcionen esta visibilidad negativa y el operador del instrumento lo dirige cuesta arriba o cuesta abajo hasta obtener la lectura requerida (con una precisión de entre 0,1 y 0,5 pies, dependiendo de la discrepancia permitida, que depende de la naturaleza del terreno, la distancia entre curvas de nivel y la precisión cartográfica especificada). En la Figura 17.3, el instrumento está instalado en el punto A, con una elevación de 674,3 pies, una altura de 4,9 pies y una altura de 6192 pies. Si se localizan curvas de nivel de 5 pies, una lectura de 4,2 ó 9,2 con el nivel del telescopio colocará la mira en un punto de la curva. Por ejemplo, en la Figura 17.3, la lectura de la mira de 9,2 pies significa que el punto X se encuentra en la curva de nivel de 670 pies. Una vez localizado por prueba el punto que proporciona la lectura requerida, la posición horizontal del punto se determina observando su distancia horizontal y dirección desde el instrumento. Las distancias se miden electrónicamente con instrumentos de estación total (véase el Capítulo 6, Parte III), pero se pueden utilizar estadimetrías (véase la Sección 5.4) o cinta métrica (véase el Capítulo 6, Parte II). El proceso se repite hasta que se haya medido toda el área. La velocidad de trabajo se incrementa utilizando una banderita roja de plástico que se puede mover hacia arriba y hacia abajo sobre la mira niveladora para marcar la lectura requerida y eliminar la necesidad de buscar un número. La distancia máxima entre los puntos de las curvas de nivel ubicados con este método está determinada por el terreno y la precisión requerida. Los principiantes tienden a tomar más medidas de las necesarias en terrenos normales. Las curvas de nivel se dibujan conectando puntos ubicados con la misma elevación. Esto suele hacerse como parte del trabajo de oficina, pero también se pueden dibujar en el cuaderno de campo para aclarar condiciones inusuales.

El método directo es adecuado en terrenos con suaves ondulaciones, pero generalmente no es práctico en terrenos ondulados o accidentados. Tampoco es conveniente para obtener datos que se utilizarán en sistemas automatizados de curvas de nivel controlados por computadora.

17.7.2 Método indirecto

En el método indirecto, la mira se coloca en "puntos de control" que son críticos para la correcta definición de la topografía. Incluyen puntos altos y bajos del terreno, así como lugares donde se producen cambios en la pendiente del terreno, como B, C, D, E, F y G en la Figura 17.3. Se deben incluir los canales de drenaje y las crestas.

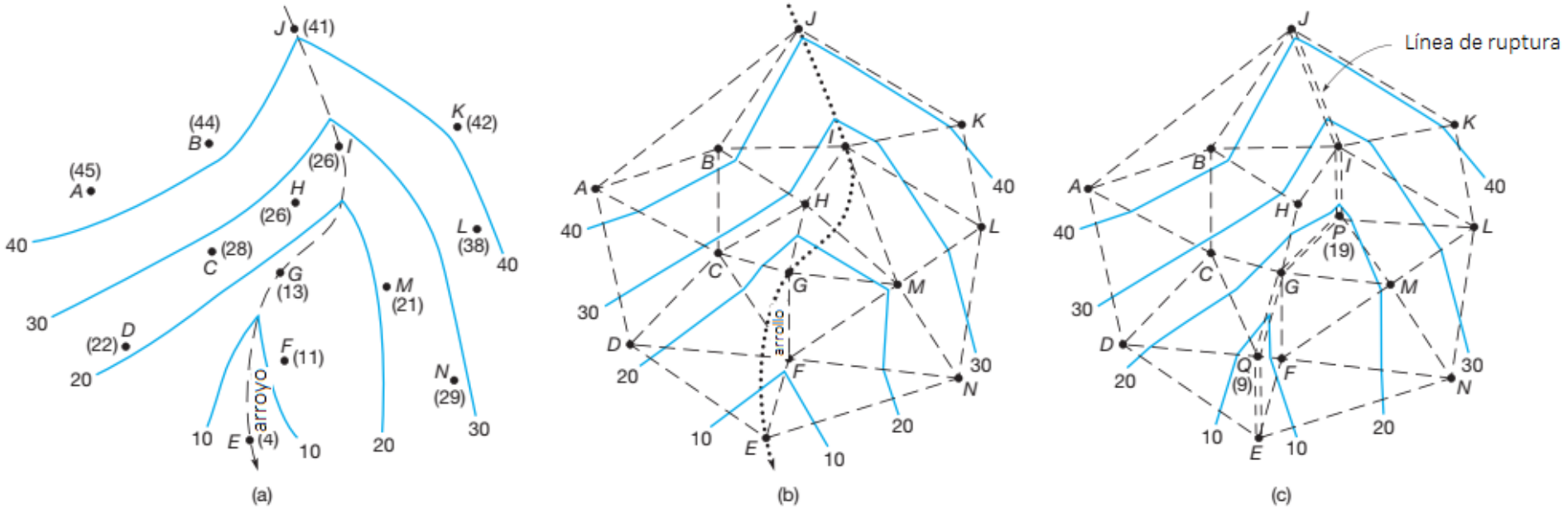


Figura 17.4 (a) Curvas de nivel compiladas manualmente desde los puntos de control A hasta N. (b) Modelo TIN (líneas discontinuas) construido a partir de los datos de (a), y curvas de nivel (líneas continuas) derivadas del modelo TIN. El arroyo se muestra con una línea de puntos. Nótese la notable diferencia entre las curvas de nivel de 10 y 20 pies de (a) y (b). (c) Modelo TIN (líneas discontinuas) construido a partir de los datos de (a), pero con la adición de dos puntos, P y Q, y la designación de las líneas EQ, QG, GP, PI e IJ como líneas de quiebre. Las curvas de nivel mostradas con líneas continuas se derivaron de este modelo TIN. Nótese la concordancia de estas curvas de nivel con las de (a).

Las elevaciones se determinan en estos puntos utilizando una estación total mediante nivelación trigonométrica (véase la Sección 4.5.4) o utilizando receptores GNSS con un modelo geoidal. También se observan las distancias horizontales y los acimuts para localizar los puntos. A continuación, se trazan las posiciones de los puntos de control y se interpolan las curvas de nivel entre las elevaciones de los puntos adyacentes.

La Figura 17.4(a) ilustra un conjunto de puntos de control, etiquetados de la A a la N, que se han trazado según sus posiciones horizontales topográficas. Las elevaciones observadas (redondeadas al pie más cercano) de los puntos se indican entre paréntesis.

Las curvas de nivel con un intervalo de 10 pies se han dibujado a mano alzada entre puntos adyacentes mediante interpolación. Es incorrecto interpolar a lo largo de líneas que cruzan elementos de control como barrancos, arroyos, ríos, crestas, carreteras, etc. Por lo tanto, para dibujar correctamente los contornos de la Figura 17.4(a) con el arroyo ubicado en el mapa, primero se interpolaron las elevaciones a lo largo de su trazado entre los puntos topográficos E, G, I y J. Luego, se realizaron interpolaciones desde el arroyo hasta los puntos a ambos lados.

Por ejemplo, habría sido incorrecto interpolar a través del arroyo entre los puntos D y F. En su lugar, se utilizó la elevación del arroyo en la línea entre D y F (aproximadamente 9 pies) para interpolar en ambos sentidos desde el arroyo hasta los puntos D y F. Nótese en la Figura 17.4(a) que los contornos suavemente curvados tienden a duplicar la topografía ondulada natural. Nótese también que los contornos que cruzan el arroyo forman V que apuntan río arriba. Pueden necesitarse numerosos puntos de control para localizar una curva de nivel en ciertos tipos de terreno. Por ejemplo, en el caso inusual de un terreno casi nivelado que se encuentra a la misma altura o cerca de ella, determinar la ubicación exacta de dicha curva de nivel sería laborioso o incluso imposible. En estas situaciones, se puede determinar una distribución uniforme de las elevaciones puntuales en el campo y representarlas en el mapa para representar el relieve del área.

■ 1 7.8 MODELOS DIGITALES DE ELEVACIÓN Y SISTEMAS AUTOMATIZADOS DE CURVAS DE NIVEL

Los datos para su uso en sistemas automatizados de curvas de nivel se recopilan en matrices de puntos cuyas posiciones horizontales se dan mediante sus coordenadas X e Y, y cuyas elevaciones se dan como coordenadas Z. Estas matrices tridimensionales proporcionan una representación digital de la variación continua del relieve en un área y se conocen como modelos digitales de elevación (MDE). Alternativamente, a veces se utiliza el término modelo digital del terreno (MDT).

Normalmente, en campo se utilizan dos configuraciones geométricas básicas para recopilar datos MDE: el método de cuadrícula y el método irregular, aunque a menudo se emplea una combinación de ambos. En el método de cuadrícula, las elevaciones se determinan en puntos que conforman una cuadrícula regular cuadrada o rectangular. El procedimiento se describe en la Sección 17.9.3 y se incluyen ejemplos de notas de campo en la Placa B.2 del Apéndice B. A partir de la matriz de datos de la cuadrícula, la computadora interpola entre puntos a lo largo de las líneas de la cuadrícula para localizar las curvas de nivel y luego dibuja las curvas de nivel. La principal desventaja de este método es que los puntos críticos altos y bajos, así como los cambios de pendiente, generalmente no se producen en las intersecciones de la cuadrícula y, por lo tanto, se pasan por alto en el proceso de recopilación de datos, lo que resulta en una representación inexacta del relieve.

El método irregular es simplemente el método de puntos de control, pero se incluye información adicional (que se describirá más adelante). Como se mencionó anteriormente, el método de puntos de control implica determinar las elevaciones de todos los puntos altos y bajos, así como de los puntos con cambios de pendiente. Esto produce un MDE con una configuración irregular de puntos topográficos. El primer paso de los sistemas computarizados de curvas de nivel que utilizan elevaciones puntuales irregulares es crear un modelo de red irregular triangulada (TIN) del terreno a partir de dichas elevaciones. Es fundamental comprender el concepto del modelo TIN para garantizar la selección y el levantamiento en campo de una matriz adecuada de puntos de control si se va a utilizar un sistema automatizado de curvas de nivel. Un modelo TIN se construye conectando puntos de la matriz para crear una red de triángulos adyacentes. Las líneas discontinuas de la Figura 17.4(b) muestran un modelo TIN creado para los datos de la Figura 17.4(a). Se pueden utilizar diversos criterios en el desarrollo de modelos TIN a partir de una serie de puntos topográficos, pero un estándar comúnmente utilizado crea la "red más equilátera" de triángulos.

Los sistemas automatizados de curvas de nivel generalmente parten de dos supuestos con respecto a los modelos TIN: (1) todos los lados de los triángulos tienen una pendiente constante y

(2) el área superficial de cualquier triángulo es un plano.

Con base en estos supuestos, las elevaciones de los cruces de curvas de nivel se interpolan a lo largo de los bordes del triángulo, y las curvas de nivel se construyen de tal manera que solo cambian de dirección en los límites del triángulo. Las curvas de nivel derivadas de esta manera del modelo TIN de la Figura 17.4(b) se muestran en la figura como líneas continuas. Nótese la disparidad entre las curvas de nivel dibujadas a mano de la Figura 17.4(a) y las derivadas del modelo TIN de la Figura 17.4(b). Las diferencias son particularmente obvias entre las curvas de nivel de 10 y 20 pies. Esto se debe a que

(1) la computadora no interpretó la línea curva del arroyo [mostrada como una línea de puntos en Figura 17.4(b)],

y (2) al crear la red de triángulos, se construyeron varios lados que cruzan el arroyo, lo que resultó en una interpolación incorrecta a lo largo del mismo.

De este ejemplo, se desprende, como se mencionó anteriormente, que se debe proporcionar información adicional para que los sistemas informáticos representen las curvas de nivel con precisión.

Esta importante información adicional es la identificación de las características de control, también conocidas como líneas de ruptura o líneas de falla en la terminología moderna de cartografía informática. Las líneas de ruptura son características topográficas lineales que delinean la intersección de dos superficies con pendientes uniformes y, por lo tanto, definen los cambios de nivel.

Los algoritmos de cartografía automatizados utilizan estas líneas para definir los lados de los triángulos que forman el modelo TIN y, por lo tanto, las elevaciones se interpolan a lo largo de ellas. Arroyos, orillas de lagos, carreteras, ferrocarriles, zanjas, crestas, etc. son ejemplos de características de control o líneas de ruptura. Las líneas de ruptura curvas, como los arroyos, deben tener suficientes puntos de datos para que, cuando las adyacentes se conecten con líneas rectas, Las líneas discontinuas de la Figura 17.4(c) representan el modelo TIN construido a partir del mismo conjunto de datos que en la Figura 17.4(b), excepto que el arroyo (mostrado con una línea discontinua doble) se ha identificado como una línea de ruptura y se han añadido dos puntos adicionales, *P* y *Q*, para aproximar mejor la curvatura del arroyo. En esta figura, se muestran los contornos derivados del modelo TIN. Nótese que estos, ahora prácticamente duplican los contornos dibujados a mano.

La lección importante de lo anterior es que, si se utiliza un sistema automatizado de curvas de nivel, es necesario seleccionar cuidadosamente los puntos de campo, identificar las líneas de corte e introducir correctamente los datos para cumplir con los supuestos del sistema. Como se indica en este ejemplo, es posible que sea necesario inspeccionar algunos puntos de control adicionales, pero las ventajas de los sistemas automatizados de curvas de nivel lo justifican.

Para evitar la omisión de datos significativos durante los levantamientos topográficos, suele ser recomendable recopilar las características en grupos. Es decir, primero se deben recopilar los datos de

(1) características planimétricas, seguidos de

(2) líneas de quiebre,

(3) puntos de control de elevación significativos y, finalmente,

(4) puntos de pendiente suficientes (los puntos restantes se levantan sólo para permitir representaciones precisas de pendientes e inclinaciones entre los otros tipos de puntos).

Los puntos de pendiente suelen recopilarse de manera más eficiente en una cuadrícula a lo largo de toda el área a cartografiar. Esta cuadrícula debe ser lo suficientemente densa para evitar triángulos en el TIN que sean geométricamente débiles; es decir, figuras largas y delgadas con un ángulo pequeño. Se pueden utilizar cuadrículas de diferentes tamaños, con un espaciado mayor en áreas de pendientes graduales y patrones más densos a medida que el terreno se vuelve más ondulado.

■ 1 7.9 MÉTODOS BÁSICOS DE CAMPO PARA LA LOCALIZACIÓN DE DETALLES TOPOGRÁFICOS

Los objetos que se deben localizar en un levantamiento cartográfico pueden variar desde puntos o líneas individuales hasta arroyos serpenteantes y formaciones geológicas complejas. El proceso de vincular los detalles cartográficos con la red de control se denomina *detallado*. Independientemente de su forma, todos los objetos pueden localizarse considerándolos como una serie de líneas rectas conectadas, cada una determinada por dos puntos. Las líneas irregulares o curvas pueden asumirse rectas entre puntos suficientemente cercanos; por lo tanto, el detallado se convierte en un proceso de localización de puntos.

La localización de características planimétricas y curvas de nivel puede lograrse mediante uno de los siguientes procedimientos de campo:

(1) radiación con estación total,

(2) cuadrícula de coordenadas o método de "cuadrícula",

(3) desplazamientos desde una línea de referencia,

(4) uso de unidades GNSS portátiles, o

(5) una combinación de estos métodos.

A continuación se presenta una explicación de cada sistema y un análisis de sus usos, ventajas y desventajas.

17.9.1 Radiación por estación total

En el método de radiación, ilustrado en la Figura 17.5, con una estación total instalada en un punto de control, se observan el ángulo cenital, la distancia de pendiente y la dirección para cada detalle cartográfico deseado. A partir del ángulo cenital y la distancia de pendiente, se puede determinar la elevación del punto y, al incorporar la dirección, se puede calcular su posición horizontal. Estos cálculos suelen ser realizados por la computadora interna de la estación total o por el colector de datos. Como se muestra en la figura, las vistas de los detalles irradian desde la estación ocupada, de ahí el nombre del procedimiento. Este método es especialmente eficiente si se utiliza un colector de datos (véanse las Secciones 2.12 a 2.15) para registrar las identidades de los puntos y sus descripciones asociadas, distancias verticales, distancias horizontales y direcciones. El colector de datos permite descargar las observaciones directamente a una computadora para su procesamiento mediante un sistema cartográfico automatizado. El procedimiento de campo de la radiación con una estación total puede ser más eficiente si el instrumento se coloca en un buen punto estratégico (en una colina o cresta) que domine gran parte o la totalidad del área a estudiar. Esto permite trazar líneas radiales más extensas y reduce el número de configuraciones necesarias.

La Tabla 17.1 es un ejemplo que ilustra el uso de una estación total con un colector de datos para la cartografía topográfica. El ejemplo se relaciona con la Figura 17.5. En la Figura 17.5, se instaló una estación total en la estación de control 1 (John) y se orientó en azimut con una referencia hacia atrás en la estación de control 2 (Bill). Se tomaron observaciones de azimut, ángulo cenital y distancia, respectivamente, a los puntos 3, 4 y 5, que representan vistas laterales de los detalles cartográficos. A partir de estas vistas laterales, se pueden calcular coordenadas bidimensionales o tridimensionales que se utilizan para ubicar los puntos en una hoja de mapa.

Cuando se utiliza un recolector de datos automático en este proceso, los datos iniciales para la configuración se ingresan primero en la unidad a través del teclado. Estos incluyen las coordenadas X e Y de las estaciones John y Bill, la elevación de John y las alturas tanto del instrumento de la estación total como del reflector. La columna izquierda de la Tabla 17.1 ilustra un conjunto real de notas de campo registradas por un recolector de datos durante el proceso de tomar fotografías laterales en los puntos 3, 4 y 5. Se registraron seis entradas por punto. En cada línea, la entrada a la izquierda de los dos puntos fue suministrada automáticamente por la computadora y apareció en la pantalla del recolector de datos en el momento de la observación para avisar al operador. Las entradas a la derecha de los dos puntos fueron suministradas por el operador, ya sea manualmente a través del teclado o presionando el botón apropiado en el instrumento de la estación total. Las explicaciones para ayudar a los estudiantes a interpretar los datos en la Tabla 17.1 se dan entre paréntesis.

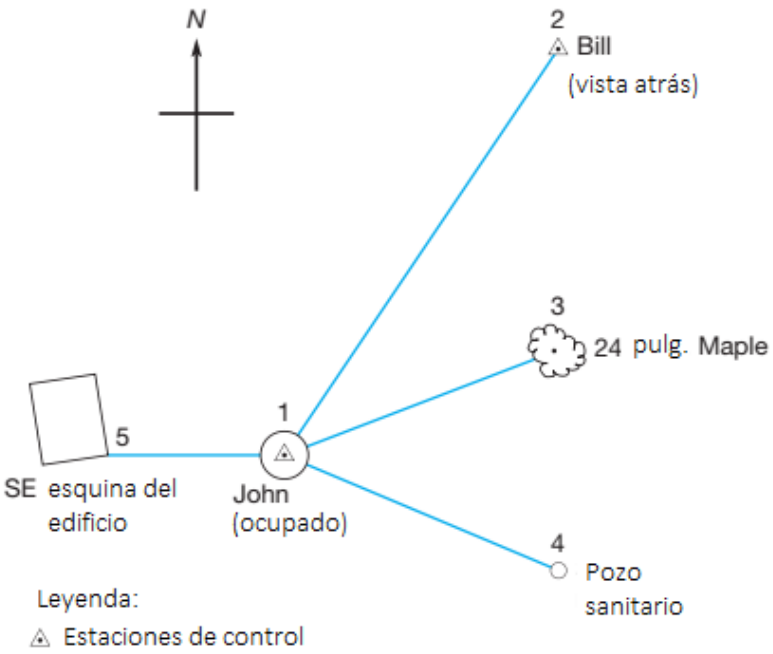


Figura 17.5
Estudio de radiación desde el levantamiento de control.

Tabla 17.1 Extracto de las Notas de Campo del Recopilador Automático de Datos de un Levantamiento Radial para Detalles Topográficos

Entrada	Explicación
AC:SS	(Actividad: Toma lateral/entrada por teclado por el operador)
PN:3	(Número de punto: 3/entrada por teclado por el operador)
PD:24 IN MAPLE	(Descripción del punto: Arce de 24 pulg./entrada por teclado)
HZ:16,3744	(Ángulo horizontal: 16°37'44"/por estación total)
VT:90,2550	(Ángulo "cenital" vertical: 90°25'50"/por estación total)
DS:565,855	(Distancia: 565,855 pies/por estación total)
AC:SS	(Actividad: Toma lateral/entrada por teclado por el operador)
PN:4	(Número de punto: 4/entrada por teclado por el operador)
PD:SAN MH	(Descripción del punto: Pozo sanitario/entrada por teclado)
HZ:70,3524	(Ángulo horizontal: 70°35'24"/por estación total)
VT:91,1548	(Ángulo "cenital" vertical: 91 °15'48"/por estación total)
DS:463,472	(Distancia: 436,472 pies/por estación total)
AC:SS	(Actividad: Toma lateral/entrada por teclado por el operador)
PN:5	(Número de punto: 4/entrada por teclado por el operador)
PD:SE COR BLDG	(Descripción del punto: Esquina SE edificio/entrada de teclado)
HZ:225,1422	(Ángulo horizontal: 225°14'22"/por estación total)
VT:88,3036	(Ángulo "cenital" vertical: 88°30'36"/por estación total)
DS:265,934	(Distancia: 265,934 pies/por estación total)

Fuente: Cortesía de Michael J. Dereks, Presidente, ABACUS, una División de Calculus, Inc.

Como se muestra en la Figura 17.6, los detalles que tienen ancho, como los árboles, se ubican con dos observaciones separadas. La primera observación ubica el acimut del objeto observando un ángulo desde una línea de referencia hasta el centro frontal del objeto. El segundo disparo mide la distancia al centro lateral del objeto. Utilizando el acimut del primer disparo y la distancia del segundo disparo, se pueden determinar las coordenadas cerca del centro del objeto. Los recolectores de datos tienen varios nombres para esta rutina de recolección, como distancia y ángulo separados (SDA). Este procedimiento solo debe usarse cuando el diámetro del objeto es lo suficientemente grande como para causar un error de trazado en el mapa. Para objetos más pequeños donde el diámetro no desplazará

notablemente el centro del objeto en el mapa, este procedimiento es innecesario. Por lo tanto, el uso de este método depende de la escala del mapa y del tamaño del objeto.

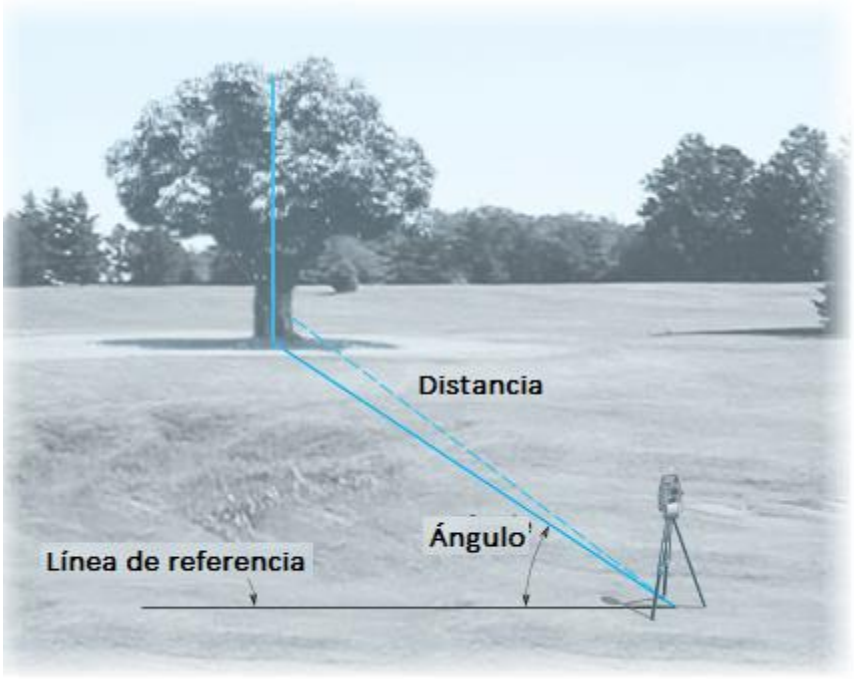


Figura 1 7.6
Ubicación adecuada de objetos como árboles.

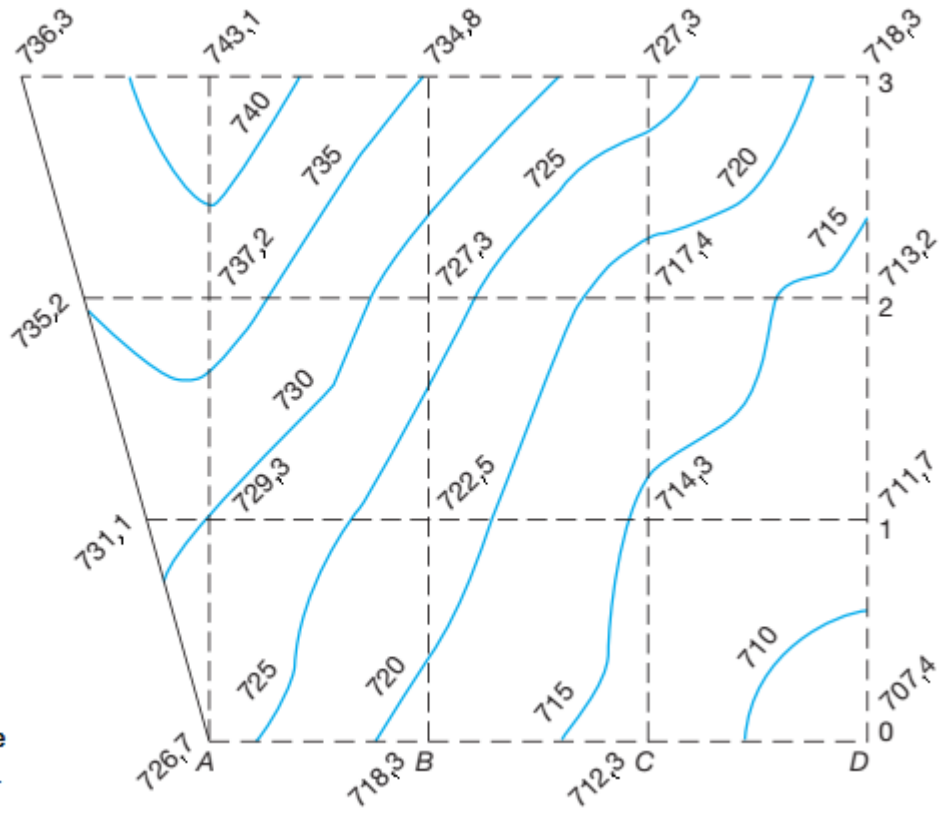


Figura 17.7
Cuadrados de coordenadas.

17.9.2 Método de coordenadas cuadradas o "cuadrícula"

El método de coordenadas cuadradas (cuadrícula) se adapta mejor a la localización de curvas de nivel que las características planimétricas, pero puede utilizarse para ambas. El área a medir se replantea en cuadrados de 5, 10, 20 ó 40 m (10, 20, 50, ó 100 pies) de lado, cuyo tamaño depende del terreno y la precisión requerida. Se puede utilizar una estación total para trazar líneas de control perpendiculares entre sí, como AD y D3 en la Figura 17.7. Se marcan las longitudes de la cuadrícula y se replantean las demás esquinas, identificándolas mediante el número y la letra de las líneas que se intersecan. Las elevaciones de las esquinas se pueden obtener mediante nivelación diferencial o trigonométrica. Las curvas de nivel se interpolan entre las elevaciones de las esquinas (a lo largo de los lados de los bloques) mediante estimación o distancias proporcionales calculadas. Las elevaciones obtenidas por interpolación a

lo largo de las diagonales generalmente no concuerdan con las de la interpolación a lo largo de los cuatro lados porque la superficie del terreno no es plana. Excepto para trazar curvas de nivel, este es el mismo procedimiento que el utilizado en el problema del pozo en la Sección 26.10. Al trazar curvas de nivel mediante el método de cuadrícula, se puede utilizar una cuadrícula muy espaciada para áreas con pendiente suave, pero debe hacerse más densa para áreas donde el relieve es ondulado o accidentado. Una desventaja del método es que, independientemente de la densidad de la cuadrícula, los puntos críticos (puntos altos y bajos y cambios de pendiente) generalmente no se encontrarán en las ubicaciones de la cuadrícula, lo que degrada la precisión del mapa de curvas de nivel resultante.

17.9.3 Desplazamientos desde una línea de referencia

Este procedimiento se selecciona con mayor frecuencia para mapear características lineales largas y para realizar los levantamientos necesarios para las ubicaciones de las rutas. Después de que la línea de referencia o línea central se haya replanteado y estacionado, los detalles planimétricos se ubican observando desplazamientos perpendiculares a él y anotando las estaciones desde donde se tomaron. Elementos como arroyos, senderos, cercas, edificios, servicios públicos, árboles, etc., se pueden localizar de esta manera. Las elevaciones para determinar la ubicación de las curvas de nivel también se pueden determinar mediante cortes transversales (observando los perfiles del terreno a lo largo de líneas perpendiculares a la línea de referencia), como se describe en la Sección 26.3.

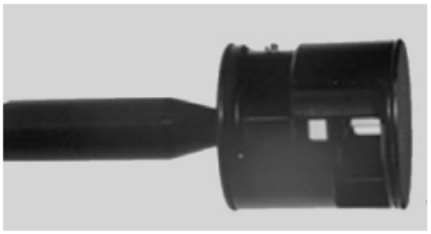


Figura 17.8
Prisma pentagonal doble (lateral) para establecer perpendiculares a una línea de referencia. (Cortesía de Leica Geosystems AG).

Las distancias de desplazamiento más cortas generalmente se observan con mayor facilidad y rapidez con cinta métrica, pero las longitudes más largas se pueden obtener con mayor eficiencia mediante la medición electrónica de distancias con una estación total. Cuando las pendientes pronunciadas son transversales a la línea de referencia, a menudo se puede obtener mayor precisión y eficiencia utilizando una estación total. Las perpendiculares a una línea de referencia se pueden establecer rápidamente utilizando un prisma pentagonal (véase la Figura 17.8). Este dispositivo funciona bien al medir distancias de desplazamiento con cinta métrica. Mientras se encuentra sobre la línea de referencia en el punto donde se desea trazar una perpendicular, el operador sostiene el instrumento en posición vertical y mira a través de él, apuntando hacia adelante o hacia atrás sobre la línea de referencia. Mediante los prismas, se pueden obtener vistas perpendiculares tanto a la izquierda como a la derecha simultáneamente. Alternativamente, la estación total se puede colocar sobre la línea de referencia en el punto de desplazamiento deseado, orientarla apuntando hacia adelante o hacia atrás sobre la línea y luego utilizarla para girarla 90°. Las Figuras 17.9(a) y (b) ilustran ejemplos del uso de desplazamientos para la cartografía. En la Figura 17.9(a), la ubicación de Crooked Creek se determinó observando las distancias hasta el borde del arroyo a intervalos desde la línea de referencia. Los desplazamientos pueden tomarse a intervalos regulares, como se ilustra en la figura, o pueden espaciarse a distancias que permitan considerar la naturaleza curva del arroyo como una serie de segmentos rectos entre desplazamientos sucesivos. La Figura 17.9(b) ilustra un ejemplo de localización de elementos planimétricos a lo largo de la servidumbre de paso de una carretera. Este tipo de estudio sería útil para localizar edificios, servicios públicos, árboles y otros elementos a lo largo de una carretera para el diseño de autopistas o para excavaciones destinadas a instalar un servicio público subterráneo. Después de localizar al menos dos esquinas de un edificio observando sus distancias de desplazamiento, por ejemplo, x_1 y x_2, en la figura, y sus valores positivos en la línea de referencia, sus dimensiones restantes generalmente se pueden obtener rápidamente marcando con cinta adhesiva, por ejemplo, *a* y *b* en la figura. En ambos ejemplos, sería conveniente incluir un croquis en el cuaderno de campo y registrar las observaciones directamente en él. Dado que los datos recopilados con este método se basan exclusivamente en distancias, es difícil combinarlos con los datos recopilados con el método de radiación y rara vez se utiliza al emplear técnicas de dibujo por computadora.

17.9.4 Detallado Topográfico con GNSS

Los receptores GNSS para trabajos topográficos están especialmente diseñados, son pequeños y portátiles, y están interconectados con un teclado para el control del sistema y la entrada de códigos para identificar características de levantamientos realizados.

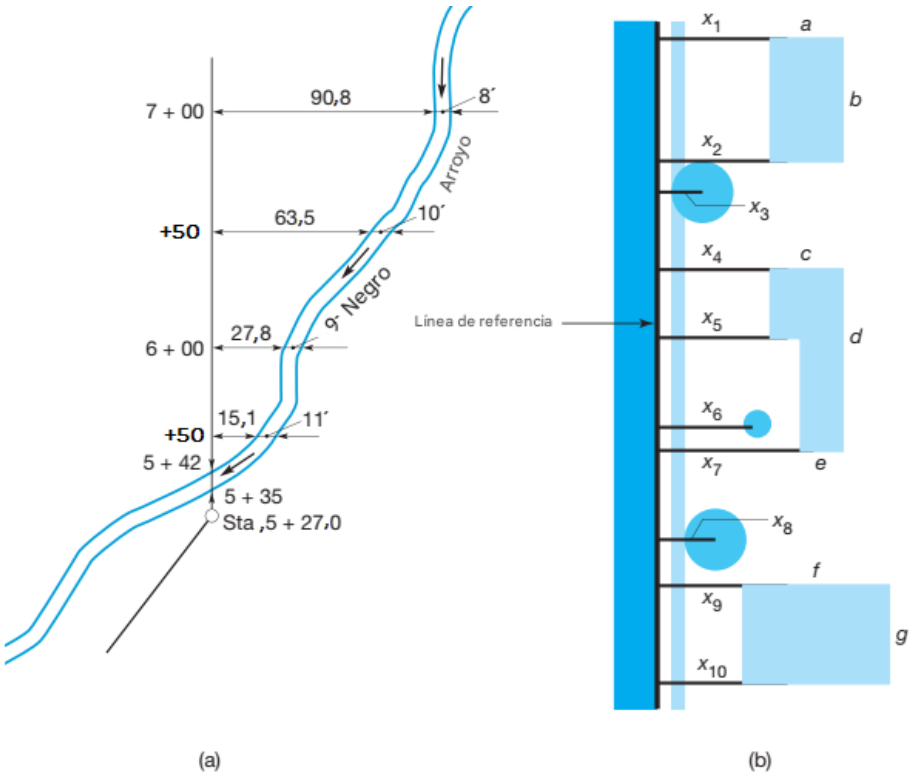


Figura 17.9
(a) Ubicación del arroyo por desplazamientos perpendiculares desde una línea de referencia. (b) Ubicación de objetos por desplazamientos desde una línea de referencia.

La unidad que se muestra en la Figura 14.1 es adecuada para trabajo topográfico. Estos receptores pueden determinar (en tiempo real) las coordenadas de las ubicaciones donde se coloca la antena del receptor y pueden almacenar datos para los puntos en archivos. Los archivos luego se descargan directamente a una computadora para su posterior procesamiento, que podría incluir la elaboración automática de mapas. Estos sistemas hacen que la recopilación de datos topográficos sea una operación simple y muy rápida para una sola persona. Los métodos de levantamiento cinemático discutidos en el Capítulo 15 se utilizan con mayor frecuencia para levantamientos cartográficos; sin embargo, los levantamientos estáticos (Capítulo 14) a veces se utilizan para establecer el control en el área del proyecto. El método de parada y arranque (semicinemático) tiene la ventaja sobre el método cinemático verdadero de que el operador puede detenerse y recopilar múltiples épocas de datos para un punto para aumentar las precisiones posicionales. El método semicinemático generalmente da como resultado un tamaño de archivo menor que aquellos que utilizan el método cinemático verdadero. Además, el método de parada y arranque puede utilizarse para localizar características o establecer puntos de control de orden inferior para su ocupación o avistamiento mediante instrumentos convencionales, como estaciones totales. Los levantamientos cinemáticos verdaderos recopilan puntos de datos en una época seleccionada por el operador (generalmente en intervalos de 1 a 5 segundos), por lo que este método puede utilizarse para obtener rápidamente secciones transversales y localizar características lineales, como líneas de quiebre, carreteras y arroyos. Sin embargo, dado que el operador no tiene control sobre la instancia real de recopilación de datos, este método no proporciona un medio conveniente para el levantamiento de características topográficas y planimétricas clave.

Durante un levantamiento cartográfico, es posible cambiar de un levantamiento cinemático verdadero a uno semicinemático o estático (véase el Capítulo 14). Por lo tanto, si cambian las condiciones dentro de un proyecto cartográfico, el operador puede seleccionar el método de levantamiento que sea más apropiado para la tarea en cuestión. Independientemente del método seleccionado, es esencial que las antenas tengan una visibilidad clara hacia los satélites. Por lo tanto, los levantamientos GNSS generalmente no son adecuados para la ubicación directa de árboles grandes, edificios u otros objetos que podrían oscurecer la visión de los satélites. En estas situaciones, se pueden establecer estaciones de control temporales cercanas utilizando el método de levantamiento GNSS estático y métodos tradicionales de recopilación de datos con estaciones totales utilizadas para localizar estos detalles del mapa.

Sin embargo, cuando la constelación GPS modernizada esté completamente implementada, se espera que esta limitación desaparezca debido al aumento de la intensidad de la señal. Como se discutió en el Capítulo 2, muchos recolectores de datos trabajan con receptores GNSS así como con instrumentos de estación total. Sin embargo, dado que las alturas ortométricas normalmente se requieren para el componente vertical de un levantamiento, es importante transformar las alturas elipsoidales derivadas de GNSS a sus valores ortométricos utilizando los procedimientos discutidos en las Secciones 13.4.3 y 19.5. Normalmente, el software de control de levantamientos proporciona una opción para realizar esta conversión utilizando un modelo geoidal apropiado. Los receptores GNSS basados en código también se pueden aplicar en el mapeo topográfico, pero su uso generalmente se limita a trabajos de orden inferior, como los que se encuentran en las aplicaciones SIG. Estos receptores son muy asequibles y actualmente tienen precisiones posprocesadas inferiores a cinco metros. Aunque esta es una incertidumbre posicional relativamente alta, estas unidades se pueden utilizar para realizar levantamientos para mapas con escalas menores a 1:20.000 ya que los errores de trazado se vuelven insignificantes. A medida que se agreguen canales adicionales a los satélites GPS y otros sistemas satelitales maduren, se anticipa que las precisiones del GNSS basado en código se reducirán al nivel de metros y posiblemente al de decímetros en el modo de posicionamiento diferencial.

17.9.5 Escaneo láser

Los escáneres láser automatizan la observación digital de ángulos con tecnologías EDM láser sin reflector. Pueden producir rápidamente cuadrículas de coordenadas tridimensionales para escenas especificadas por el usuario. Una combinación de espejos giratorios permite a los instrumentos observar distancias y ángulos ortogonales en patrones de cuadrícula precisos. Estos instrumentos varían en capacidades para adaptarse a los distintos requisitos de los trabajos. Las características de un instrumento se definen por la cantidad de observaciones que pueden observar por segundo, la distancia observable desde el instrumento conocida como su alcance, el espaciamiento mínimo entre observaciones o su resolución, precisión y campo de visión. En general, cuanto mayor sea el número de observaciones por segundo, más rápida será la adquisición de datos. Los instrumentos varían desde menos de 100 observaciones por segundo hasta 500.000 observaciones por segundo. El alcance de los instrumentos puede variar desde varios metros hasta varios kilómetros. Las resoluciones de los instrumentos pueden variar desde unos pocos milímetros hasta varios centímetros. Muchos instrumentos terrestres pueden producir resoluciones más finas en los objetivos. Sin embargo, debe recordarse que cuanto mayor sea la resolución, mayor será el tamaño de los archivos de datos. Generalmente, los escáneres láser terrestres tienen precisiones de medición de distancia de unos pocos milímetros. El Leica HDS3000 que se muestra en la Figura 1.5 tiene una precisión de alcance de ±6 mm a 50 m y precisiones angulares de $\pm 60\ \mu\text{rad}$.[1]

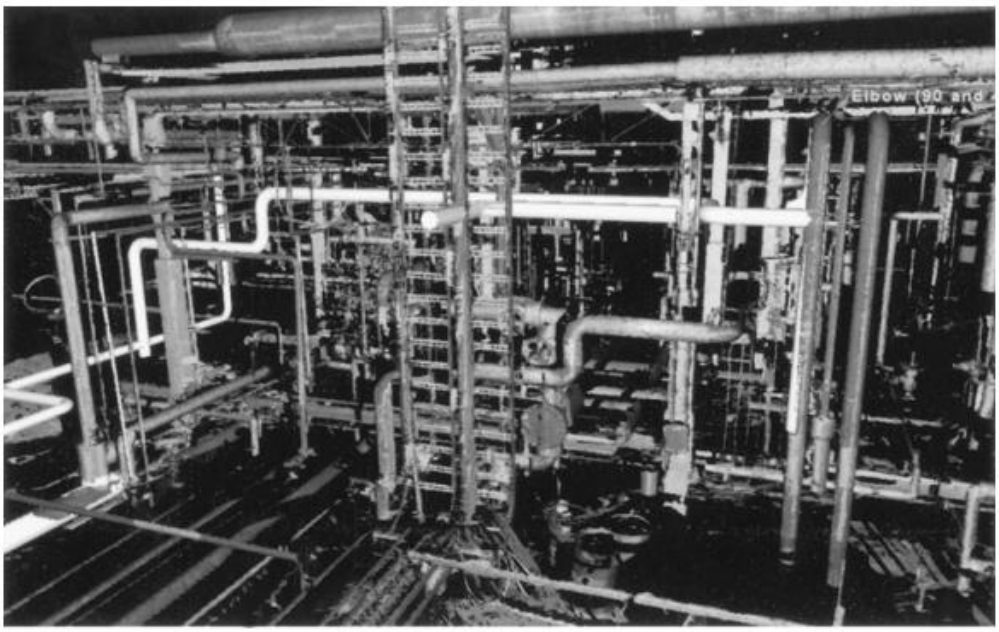


Figura 17.10 Imagen escaneada con láser de una refinería que muestra la alineación de tuberías diseñada en blanco. (Cortesía de Christopher Gibbons, Leica Geosystems AG).

El campo de visión dicta el área que un escáner láser puede observar en una sola configuración. Algunos instrumentos como el Leica HDS3000 pueden girar 360° en horizontal y 270° en vertical, lo que le permite inspeccionar toda la escena que rodea el instrumento. En general, los usuarios pueden especificar el campo de visión para que coincida con el área de interés. Varios fabricantes han añadido capacidades de escaneo a estaciones totales robóticas seleccionadas. Por lo tanto, el topógrafo tiene la opción de realizar un estudio de radiación tradicional o escanear el objeto. Esto es especialmente útil en áreas accidentadas con gran relieve vertical y en entornos industriales. La cuadrícula resultante de puntos tridimensionales escaneados puede ser tan densa que se forma una imagen visual de la escena. Esta imagen denominada "nube de puntos" difiere de una imagen fotográfica en que cada punto tiene una coordenada tridimensional asignada. Estas coordenadas se pueden utilizar para obtener dimensiones entre dos puntos observados en la escena. En la Figura 17.10, una imagen de nube de puntos de tuberías en una refinería proporcionó a los ingenieros la información necesaria para diseñar una nueva adición de tuberías que se muestra en blanco. El detalle en esta imagen sería difícil de recrear utilizando otros procesos de topografía. Debido a la alta densidad de los puntos observados en una escena, a veces se denomina topografía de "alta definición". Algunos instrumentos también capturan una imagen digital de la escena. La imagen digital se puede integrar con los puntos escaneados para crear una imagen tridimensional con color y textura. Este proceso se utilizó para el puente que se muestra en la Figura 23.14. El escaneo láser puede desempeñar un papel importante en los estudios de construcción, la arqueología y el mapeo de artefactos. La Sección 27.19 analiza el uso del mapeo láser aerotransportado conocido como LiDAR.

1 Un microradián equivale a 0,000001 radianes, que es aproximadamente 0,2".

Figura 17.11 **Nube de puntos del sistema de mapeo móvil IP-S2 3D. (Cortesía de Topcon Positioning Systems).**

El Departamento de Transporte de Florida ha mapeado todo el estado usando esta tecnología. La nube de puntos original en muchos sistemas se determina en un sistema de coordenadas tridimensional arbitrario. Si es necesario tener coordenadas en un sistema de coordenadas basado en proyecto, se puede usar un levantamiento tradicional para establecer coordenadas en objetivos en la escena. El control debe estar ubicado estratégicamente en los bordes de cada escena. Se requiere un mínimo de tres puntos de control por escena. Sin embargo, a menudo se usa control adicional para proporcionar redundancia. Se pueden conectar múltiples escenas usando objetivos de control comunes. Después de determinar las coordenadas del proyecto del control, se realiza una transformación de coordenadas conforme tridimensional, discutida en la Sección 17.10, para transformar puntos del sistema de coordenadas arbitrario al sistema de coordenadas del proyecto. La Figura 17.11 representa una escena que fue capturada por un sistema de mapeo móvil 3D IP-S2 que se muestra en la Figura 1.4. El IP-S2 incorpora múltiples escáneres LiDAR, un receptor GNSS, una unidad de medición inercial, una cámara digital de alta calidad y datos de odometría. El sistema es capaz de escanear objetos a menos de 30 m del vehículo mientras se desplaza a velocidades de autopista. Recopila hasta 1,3 millones de puntos por segundo. En la Figura 17.11, los puntos que recorren el corredor de la calle son las correcciones

de posición GNSS del sistema. La unidad de medición inercial proporciona posicionamiento al sistema cuando la cubierta impide las correcciones GNSS. La esfera más grande en el centro de la figura es una ventana a la imagen digital de alta resolución de la escena. Esta imagen digital se superpone a la nube de puntos, lo que permite al observador ver una imagen de la escena con calidad fotográfica. Desde este punto, se pueden identificar los elementos y determinar sus posiciones o las distancias entre los objetos calculados. El sistema IP-S2 georreferencia la nube de puntos. Por lo tanto, no se requieren levantamientos ni control terrestre adicionales. Sin embargo, se puede obtener mayor precisión mediante el posprocesamiento de las correcciones GNSS con una estación base GNSS. (Véase el Capítulo 14).

■ 17.10 TRANSFORMACIÓN DE COORDENADAS CONFORME TRIDIMENSIONAL

La transformación de coordenadas conforme tridimensional transfiere puntos de un sistema de coordenadas tridimensional (*xyz*) a otro (*XYZ*). Esta transformación es similar a la transformación de coordenadas bidimensionales descrita en la Sección 11.8. Sin embargo, la transformación de coordenadas conforme tridimensional implica siete parámetros desconocidos (tres ángulos de rotación, tres factores de traslación y un factor de escala). El desarrollo de las rotaciones se describe en la Sección 19.16. El modelo matemático de la transformación es:

$$X = S(m_{11}x + m_{21}y + m_{31}z) + T_X \qquad \textbf{(17.1a)}$$
$$Y = S(m_{12}x + m_{22}y + m_{32}z) + T_Y \qquad \textbf{(17.1b)}$$
$$Z = S(m_{13}x + m_{23}y + m_{33}z) + T_Z \qquad \textbf{(17.1c)}$$

donde S es un factor de escala, T_X, T_Y y T_Z son las traslaciones en ***x, y*** y ***z***, respectivamente, y m_{11} hasta m_{33} son elementos de la matriz de rotación combinada.

$$m_{11} = \cos(\theta_y)\cos(\theta_z)$$
$$m_{12} = \sin(\theta_x)\ \sin(\theta_y)\cos(\theta_z) + \cos(\theta_x)\ \sin(\theta_z)$$
$$m_{13} = -\cos(\theta_x)\ \sin(\theta_y)\cos(\theta_z) + \sin(\theta_x)\ \sin(\theta_z)$$
$$m_{21} = -\cos(\theta_y)\ \sin(\theta_z)$$
$$m_{22} = -\sin(\theta_x)\ \sin(\theta_y)\ \sin(\theta_z) + \cos(\theta_x)\cos(\theta_z)$$
$$m_{23} = \cos(\theta_x)\ \sin(\theta_y)\ \sin(\theta_z) + \sin(\theta_x)\cos(\theta_z)$$
$$m_{31} = \sin(\theta_x)$$
$$m_{32} = -\sin(\theta_x)\cos(\theta_y)$$
$$m_{32} = \cos(\theta_x)\cos(\theta_y)$$

θ_x, θ_y y θ_z son los ángulos de rotación en sentido antihorario alrededor de los ejes *X, Y* y *Z*, respectivamente, vistos desde sus extremos positivos. Para resolver este conjunto de ecuaciones no lineales, se emplean métodos similares a los descritos en la Sección 16.9.1. El conjunto de ecuaciones linealizadas para esta transformación, dado en forma matricial, es

$$\begin{bmatrix} \left(\frac{\partial X}{\partial S}\right)_0 & 0 & \left(\frac{\partial X}{\partial \theta_y}\right)_0 & \left(\frac{\partial X}{\partial \theta_z}\right)_0 & 1 & 0 & 0 \\ \left(\frac{\partial Y}{\partial S}\right)_0 & \left(\frac{\partial Y}{\partial \theta_x}\right)_0 & \left(\frac{\partial Y}{\partial \theta_y}\right)_0 & \left(\frac{\partial Y}{\partial \theta_z}\right)_0 & 0 & 1 & 0 \\ \left(\frac{\partial Z}{\partial S}\right)_0 & \left(\frac{\partial Z}{\partial \theta_x}\right)_0 & \left(\frac{\partial Z}{\partial \theta_y}\right)_0 & \left(\frac{\partial Z}{\partial \theta_z}\right)_0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dS \\ d\theta_x \\ d\theta_y \\ d\theta_z \\ dT_X \\ dT_Y \\ dT_Z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X - X_0 \\ Y - Y_0 \\ Z - Z_0 \end{bmatrix} \qquad \textbf{(17.2)}$$

Donde X_0, Y_0 y Z_0 se determinan mediante las ecuaciones (17.1a) a (17.1c), respectivamente, con aproximaciones para los parámetros desconocidos. Los coeficientes de las ecuaciones linealizadas son

$$\frac{\partial X}{\partial S} = m_{11}x + m_{21}y + m_{31}z$$

$$\frac{\partial X}{\partial \theta_y} = S(-x\sin\theta_y\cos\theta_z + y\sin\theta_y\sin\theta_z + z\cos\theta_y)$$

$$\frac{\partial X}{\partial \theta_z} = S(m_{21}x - m_{11}y)$$

$$\frac{\partial Y}{\partial S} = m_{12}x - m_{22}y + m_{33}z$$

$$\frac{\partial Y}{\partial \theta_x} = -S(m_{13}x + m_{23}y + m_{33}z)$$

$$\frac{\partial Y}{\partial \theta_y} = S(x\sin\theta_x\cos\theta_y\cos\theta_z - y\sin\theta_x\cos\theta_y\sin\theta_z + z\sin\theta_x\sin\theta_y)$$

$$\frac{\partial Y}{\partial \theta_z} = S(m_{22}x - m_{12}y)$$

$$\frac{\partial Z}{\partial S} = m_{13}x + m_{23}y + m_{33}z$$

$$\frac{\partial Z}{\partial \theta_x} = S(m_{12}x + m_{22}y + m_{32}z)$$

$$\frac{\partial Z}{\partial \theta_y} = S(-x\cos\theta_x\cos\theta_y\cos\theta_z + y\cos\theta_x\cos\theta_y\sin\theta_z - z\cos\theta_x\sin\theta_y)$$

$$\frac{\partial Z}{\partial \theta_z} = S(m_{23}x - m_{13}y)$$

Como se describe en la Sección 16.9.1, la Ecuación (17.2) se construye utilizando valores aproximados para las incógnitas y se itera hasta que las correcciones a los parámetros desconocidos se vuelven insignificantes. Este proceso se muestra en una hoja de trabajo de Mathcad 3DC.xmcd en el sitio web complementario de este libro: http://www.pearsonhighered.com/ghilani. El desarrollo matemático completo de la transformación se describe en varios libros que se incluyen en la bibliografía al final de este capítulo.

■ 17.1 1 SELECCIÓN DEL MÉTODO DE CAMPO

La selección del método de campo a utilizar en cualquier levantamiento topográfico depende de muchos factores, entre ellos: (1) el propósito del levantamiento,

(2) el uso del mapa (precisión requerida),

(3) la escala del mapa,

(4) la distancia entre curvas de nivel,

(5) el tamaño y tipo de terreno,

(6) los costos,

(7) el equipo y el tiempo disponibles, y

(8) la experiencia del personal encargado del levantamiento.

Los puntos (1) a (5) son interdependientes. El costo, por supuesto, será mínimo si se selecciona el método más adecuado para un proyecto. En proyectos grandes, generalmente prevalecen los costos de personal, en lugar de la

inversión en equipo. Sin embargo, el equipo propio puede determinar el método elegido por un topógrafo privado que realice un levantamiento topográfico de 50 o 100 acres.

■ 17.12 TRABAJO CON RECOPILADORES DE DATOS Y SOFTWARE DE CAMPO A FINAL

Los instrumentos topográficos equipados con recolectores de datos pueden registrar y almacenar notas de campo para su transmisión electrónica a computadoras, plotters y otros equipos de oficina para su procesamiento. Estos sistemas, denominados "de campo a fin", se basan en un sofisticado software para su funcionamiento. Su uso puede aumentar considerablemente la productividad en topografía y cartografía.

Al utilizar sistemas de campo a fin para levantamientos topográficos, el recolector de datos almacenará un identificador de punto y las coordenadas NEH de cada punto localizado.

Sin embargo, además, cada punto topográfico puede ir acompañado de información descriptiva complementaria. Por ejemplo, en la Figura 17.12, los puntos 1, 2, 14 y 15 son las esquinas de un edificio; los puntos 5, 6, 7 y 8 marcan las esquinas de una acera; los puntos 4, 9, 10, 11 y 12 son puntos a lo largo de un límite de propiedad, mientras que los puntos 10 y 11 están en una curva; y los puntos 3 y 13 son árboles caducifolios. Es posible agregar y almacenar esta información descriptiva en el recopilador de datos mediante notas. Si las notas se ingresan de forma comprensible para el software de campo a fin y los puntos se recopilan de forma coherente y compatible con el sistema de dibujo, el software utilizará los símbolos adecuados para trazar cada elemento, dibujar y cerrar polígonaciones y crear un dibujo completo y terminado. Sin embargo, algunos programas requieren que se coloquen diferentes elementos en diferentes capas para controlar el trazado de los elementos independientemente del método empleado, ingresar correctamente los datos de campo en el momento de la recopilación reducirá en gran medida el tiempo de generación del producto cartográfico final.

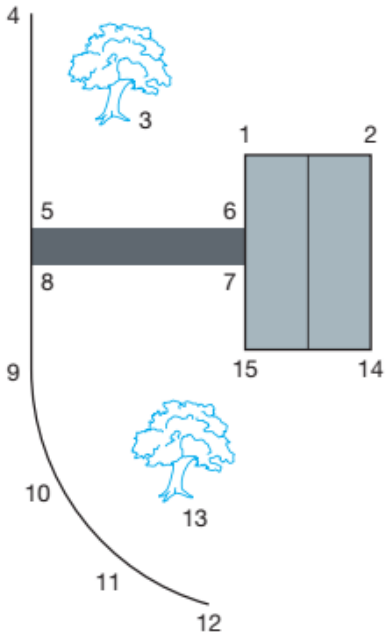


Figura 17.12
Ejemplo de levantamiento topográfico que muestra el trabajo lineal para elementos planimétricos.

TABLA 17.2 DESIGNADORES DE DIBUJO

Designador	Comandos del sistema
Linea	. (punto)
Curva	- (menos)
Cerrar	+ (más)
Unir último	* (asterisco)
Rumbo Cerrar	# (almohadilla)
Sección transversal	= (signo igual)
Detener	! (signo de exclamación)
Insertar	* (asterisco)

Sin embargo, para que el sistema funcione correctamente, el personal de campo que recopila los datos debe comprender los requisitos del software de trazado e implementarlos durante la recopilación de datos.

Si bien el software de campo a fin de los distintos proveedores utiliza técnicas ligeramente diferentes para convertir los datos de campo en un mapa final, se pueden analizar los conceptos básicos de estos sistemas. Normalmente, se utilizan designadores de dibujo para construir el trabajo de línea a partir de los datos de campo (Tabla 17.2). Al introducir los designadores adecuados en las notas para cada punto, a medida que se ubica, el personal de campo instruye al personal de oficina y al software de campo a fin sobre cómo dibujar las líneas. También se pueden introducir códigos específicos para los símbolos de dibujo en las notas en el campo a medida que avanza el trabajo. Por ejemplo, el identificador DTREE podría indicar los árboles caducifolios que se muestran en la Figura 17.12. Utilizando los códigos y designadores de dibujo adecuados, las notas para el levantamiento planimétrico de la Figura 17.12 se muestran en la Tabla 17.3.

Como se muestra en la Tabla 17.3, la nota para cada elemento de línea comienza con un punto (.). Además, el hecho de que los puntos 5 y 8 sean comunes a dos líneas [es decir, forman parte de la acera (SW1) y la servidumbre de paso (RW1)] se indica en la tabla mediante la inserción de un punto adicional. Dado que el punto 10 se encuentra en la curva de la servidumbre de paso, va seguido de un símbolo menos (—). Los árboles caducifolios, puntos 3 y 13, tienen DTREE como código descriptivo, y esta nota indicará al ordenador que utilice el símbolo apropiado para representarlos gráficamente. Finalmente, tenga en cuenta que el símbolo más (+) después del punto 15 indica que las líneas B1 (que designan el edificio n.° 1) se cierran en el punto 1. Las notas de los puntos 6 y 8 terminan con un signo de exclamación (!) que indica que SW1 termina en este punto.

Es importante incluir los indicadores y notas adecuados al recopilar datos. También es necesario que las tomas sucesivas de cualquier objeto se recopilen y numeren en el orden correcto. Por ejemplo, si el personal de campo hubiera recopilado los datos del edificio en el orden 1, 2, 15 y 14, las líneas del edificio se cruzarían, creando una forma de reloj de arena. De igual manera, era importante recopilar el punto 4 antes del punto 5 para que las líneas del derecho de paso se dibujaran linealmente.

TABLA 17.3 NOTAS PARA DIBUJAR CARACTERÍSTICAS EN LA FIGURA 17.11

Punto	Notas
1	.B1
2	.B1
3	DTREE
4	.RW
5	.RW1.SW1
6	.SW1!
7	.SW1
8	.RW1.SW1!
9	.RW1
10	.RW1–
11	.RW1–
12	.RW1!
13	DTREE
14	.B1
15	.B1+

Dado que las pantallas de visualización de los recopiladores de datos suelen ser pequeñas, muchos permiten a los usuarios colocar tomas de campo en diferentes capas. Estas capas se pueden activar y desactivar según sea necesario. De esta manera, el personal de campo puede identificar fácilmente su progreso en la recopilación de datos para diversas características del sitio de su proyecto. Por ejemplo, todos los puntos de construcción se pueden colocar en una sola capa. Estos puntos definirán posteriormente el límite del edificio, así como un límite para el trazado de contornos en el mapeo topográfico. Al colocarlos en una sola capa, el personal de campo puede desactivar capas innecesarias para poder ver fácilmente su progreso en la recopilación de las características relevantes del objeto. Las tomas de nivelación, que son puntos ubicados simplemente para el trazado de contornos posterior, se pueden colocar en una sola capa, mientras que las líneas de quiebre se colocan en otra. Todas las demás capas se pueden desactivar. De esta manera, el personal de campo puede identificar características topográficas que faltan o que requieren datos adicionales para una definición correcta. Dada la complejidad de recopilar datos, seleccionar la ubicación de los puntos y anotar adecuadamente las características, es evidente que se debe desarrollar un plan ordenado para la recopilación de datos antes de sacar los instrumentos de sus estuches. Además, debe haber coordinación entre el personal de campo y el de dibujo. Si bien cada organización puede desarrollar sus propios procedimientos, algunas directrices para la recopilación de datos sugieren recopilar primero los datos de las características planimétricas, prestando especial atención a la secuencia en la que se recopilan. A menudo, es más eficiente recopilar datos de un tipo de característica antes de comenzar con otro; es decir, localizar todos los edificios, luego las carreteras, luego la vegetación, y así sucesivamente, de forma ordenada en cada configuración del instrumento. De nuevo, si estas características se colocan en capas separadas, el personal de campo puede identificar más fácilmente las características planimétricas que faltan o que requieren más puntos para su correcta ubicación. Para los levantamientos topográficos, se pueden recopilar todos los puntos de control, seguidos de las líneas de quiebre y, finalmente, suficientes planos de nivelación para permitir una interpolación precisa de las curvas de nivel. (Véase el Capítulo 18 para una discusión sobre la interpolación de curvas de nivel).

De lo anterior, es evidente que es esencial que el personal de campo comprenda no sólo qué datos recopilar, sino también el orden y la manera en que hacerlo para que el trazado sea correcto. Cabe señalar que los diferentes requisitos de codificación son necesarios para los distintos programas informáticos utilizados en la práctica. Sin

embargo, todos los sistemas de campo a meta tienen algunas convenciones de dibujo que deben ser comprendidas tanto por el personal de campo como por el de oficina. Si se realiza correctamente, un estudio de campo a fin reducirá en gran medida el tiempo necesario para crear un mapa terminado y correcto.

■ 17.13 LEVANTAMIENTOS HIDROGRÁFICOS

Los levantamientos hidrográficos determinan la profundidad y la configuración del terreno de los fondos de las masas de agua. Generalmente, los datos de los levantamientos se utilizan para preparar mapas hidrográficos. En navegación y dragado, pueden registrarse en formatos electrónicos para su análisis en tiempo real. Las masas de agua estudiadas incluyen ríos, embalses, puertos, lagos y océanos.

Los levantamientos y mapas hidrográficos se utilizan de diversas maneras. Por ejemplo, los ingenieros los emplean para planificar y supervisar las operaciones de dragado de puertos y ríos, y para determinar la capacidad de los embalses para el control de inundaciones y los sistemas de abastecimiento de agua; los ingenieros petroleros los utilizan para ubicar instalaciones de perforación marina y tuberías submarinas; los navegantes los necesitan para trazar rutas seguras y evitar arrecifes, barras y otros peligros submarinos; los biólogos y conservacionistas los encuentran útiles en el estudio y la gestión de la vida acuática; y los pescadores los utilizan para localizar estructuras donde es probable que haya peces. Los procedimientos de campo para los levantamientos hidrográficos son similares a los de los trabajos topográficos; por lo tanto, este capítulo aborda este tema. Existen algunas diferencias básicas en los procedimientos utilizados por los topógrafos, ya que el área terrestre que se está cartografiando no es visible y las mediciones de profundidad deben realizarse en el agua.

Dos tareas básicas de los levantamientos hidrográficos son

(1) realizar sondeos (medición de profundidades) desde la superficie hasta el fondo del agua, y

(2) localizar las posiciones donde se realizaron los sondeos.

Las técnicas utilizadas para realizar estas tareas varían según el tamaño de la masa de agua, la precisión requerida, el tipo de equipo a utilizar y la cantidad de personal disponible. Las subsecciones siguientes describen brevemente los procedimientos para cartografiar masas de agua de tamaño pequeño a mediano.

17.13.1 Equipo para Sondeos

El tamaño de una masa de agua y su profundidad determinan el tipo de equipo utilizado para medir la profundidad. En zonas poco profundas y de tamaño limitado, se puede utilizar una pértiga de sondeo.

Esta suele ser una vara de madera o fibra de vidrio similar a una regla de nivel. Mide aproximadamente 4,5 metros de largo, graduada en pies o décimas de pie, con una base metálica en el fondo.

Figura 17.13
Sonda de profundidad utilizada en levantamientos hidrográficos de lagos pequeños. (Sea Floor Systems, Inc.)

Las mediciones directas de profundidad se realizan sumergiendo la pértiga verticalmente en el agua hasta que toque fondo y luego leyendo la graduación en la superficie.

Se pueden usar líneas de plomo cuando las profundidades son mayores que las que se pueden alcanzar con una pértiga de sonda. Estas consisten en un cordón resistente a la tensión de longitud adecuada u otro material, al que se fija un peso de plomo pesado (de entre 2,2 y 7 kg) (5 a 15 libras). El cordón está marcado con graduaciones de un pie, y estas deben verificarse frecuentemente con una cinta métrica de acero para verificar su precisión. Durante el uso, el peso se sumerge en el agua, teniendo cuidado de mantener el cordón vertical. La graduación en la superficie se lee cuando el peso toca fondo.

En aguas profundas, o para levantamientos hidrográficos de gran extensión, se utilizan registradores de profundidad sónicos operados electrónicamente, llamados ecosondas, para medir las profundidades. Estos dispositivos, cuyo ejemplo se muestra en la Figura 17.13, transmiten un pulso acústico verticalmente hacia abajo y miden el tiempo transcurrido para que la señal llegue al fondo, se refleje y regrese. El tiempo de viaje se convierte en profundidad y se muestra en formato digital o gráfico. Un perfil gráfico de las profundidades, como el que se muestra en la Figura 17.13, puede visualizarse en la pantalla de una computadora. Este gráfico puede consultarse repetidamente para trazar y verificar. Las pértigas y las líneas de plomo proporcionan profundidades puntuales y su uso está restringido en aguas relativamente poco profundas. Sin embargo, las sondas electrónicas de profundidad proporcionan perfiles continuos de la superficie bajo la trayectoria de la embarcación y pueden utilizarse en aguas de prácticamente cualquier profundidad. Por ejemplo, en el perfil de la Figura 17.14, el alcance vertical de la carta se estableció en 12 (40 pies) metros y las profundidades del perfil mostradas varían de 3 a 7 metros (10 a 24 pies).

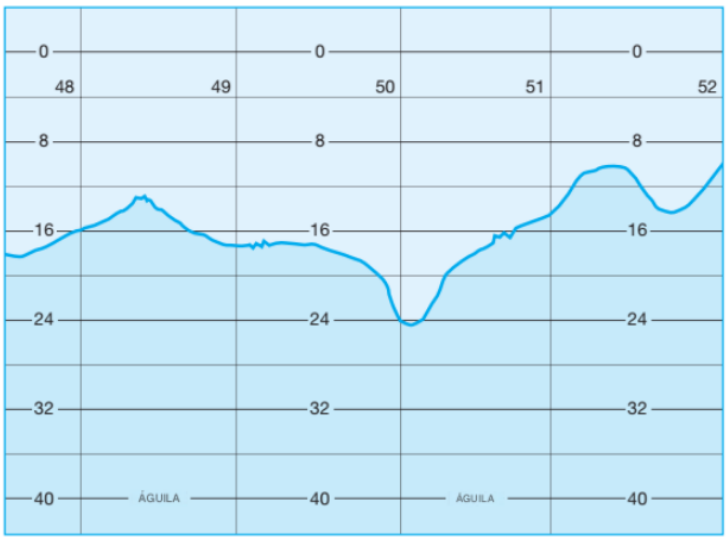


Figura 17.14
Perfil del fondo producido por la sonda electrónica de profundidad.

El plano de referencia desde el cual se miden los sondeos de profundidad es la superficie del agua. Debido a las fluctuaciones de la superficie, su elevación o nivel en el momento del levantamiento debe determinarse con respecto a un datum fijo, por ejemplo, la altura ortométrica. Para ello, se puede tender un circuito de nivel hasta el agua desde un punto de referencia cercano.

En situaciones donde los sondeos se repiten a intervalos regulares, se puede instalar permanentemente una mira graduada en el agua para que su nivel, en pies sobre el datum, se pueda leer directamente cada vez que se repiten los sondeos.

17.13.2 Localización de Sondeos

Cualquiera de los procedimientos tradicionales de levantamiento terrestre puede utilizarse para localizar las posiciones donde se realizan los sondeos. Además de estas técnicas, también se han aplicado otros métodos en los levantamientos hidrográficos, por ejemplo, los receptores GNSS. Si se utilizan técnicas de levantamiento terrestre, primero debe establecerse un control horizontal en tierra. Las ubicaciones ideales para las estaciones de control son las penínsulas o las zonas abiertas que ofrecen una vista amplia y sin obstáculos de la masa de agua para el seguimiento de una embarcación de sondeo. Las posiciones de las coordenadas de los puntos de control pueden establecerse mediante poligonaciones, pero la triangulación y la trilateración también son adecuadas para este trabajo.

Entre los diversos métodos de posicionamiento de embarcaciones, la radiación y la intersección de ángulos suelen seleccionarse si se utilizan instrumentos de estación total. La radiación es particularmente eficiente, sobre todo si se utiliza una estación total, ya que sólo se necesita una persona en tierra para rastrear la embarcación. Tras instalarse en una estación de control y apuntar hacia atrás en otra, se miden ángulos y distancias para localizar la posición de cada embarcación. Para ello, se fabrican instrumentos de estación total y reflectores especiales que facilitan la observación electrónica de distancias a un objetivo en movimiento.

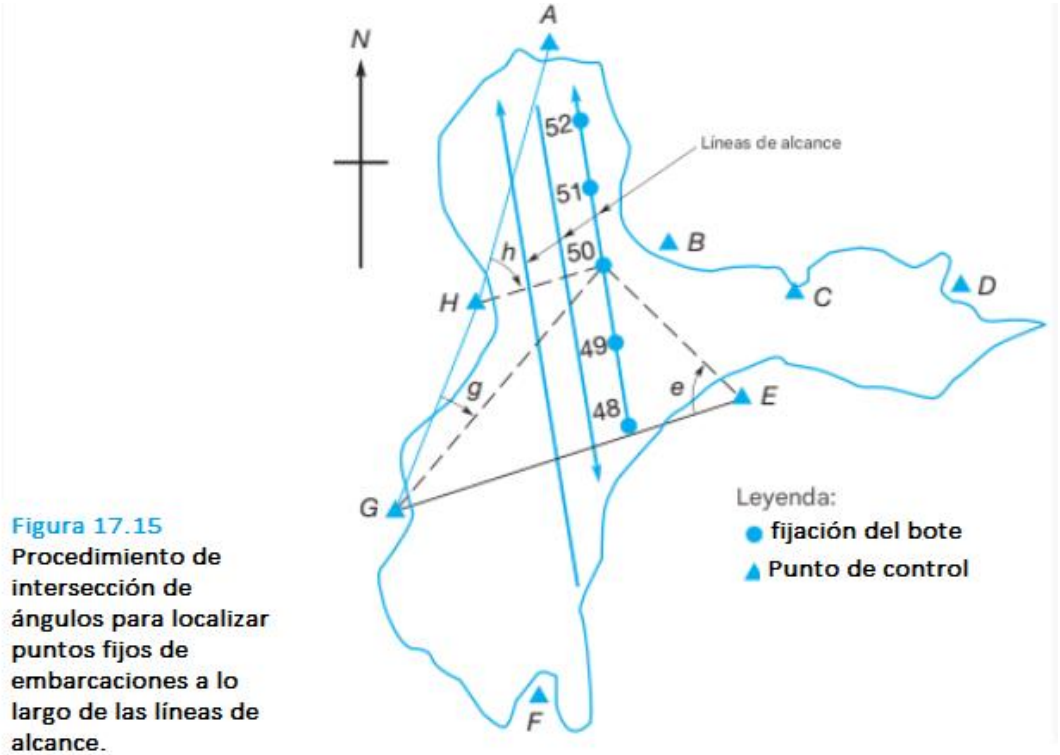


Figura 17.15
Procedimiento de intersección de ángulos para localizar puntos fijos de embarcaciones a lo largo de las líneas de alcance.

A partir de los ángulos y las distancias, que se leen automáticamente, la computadora de la estación total determina las coordenadas de la embarcación. Estas pueden almacenarse en un colector automático de datos para su posterior uso en la oficina en la cartografía, o transmitirse por radio a la embarcación si se requiere posicionamiento en tiempo real, como para controlar el dragado en curso.

La Figura 17.15 ilustra el uso de intersecciones de ángulos en el levantamiento hidrográfico de un lago. En este caso, la embarcación se desplaza de un lado a otro a lo largo de las líneas de alcance mientras la sonda registra continuamente los perfiles del fondo. A intervalos regulares, se toman puntos de referencia observando los ángulos de la embarcación desde las estaciones costeras. Dos ángulos establecen la posición de la embarcación, pero tres o

más proporcionan redundancia y una verificación. Por ejemplo, en la Figura 17.15, las observaciones de los ángulos *e*, *g* y *h* para el punto de referencia número 50 (indicado por líneas discontinuas) se realizaron desde las estaciones costeras E, G y H, respectivamente. Antes de observar los ángulos, las estaciones totales o teodolitos se orientaban retrospectivamente en otra estación de control visible, como la estación G desde E. Se emitían señales de bandera o radio desde la embarcación para coordinar los puntos de referencia y garantizar que se observaran simultáneamente los ángulos desde todas las estaciones costeras. En el momento preciso de cualquier punto de referencia, también se marcaba el perfil y se anotaba el número del punto. Por ejemplo, en la Figura 17.14, los puntos de referencia 48 a 52 se identificaban y marcaban en el perfil de la Figura 17.13. Esto correlaciona las profundidades del fondo con ubicaciones específicas en la masa de agua, lo cual es necesario para la cartografía.

Si la embarcación se desplaza de un lado a otro a lo largo de líneas de alcance paralelas para cubrir el área de interés, y luego se recorre el área de nuevo con rumbos perpendiculares, se obtiene una cuadrícula de perfiles a partir de la cual se pueden dibujar las curvas de nivel. En masas de agua más grandes, una brújula es útil para mantener las líneas de alcance paralelas. La precisión requerida determina la distancia entre las líneas de alcance, y una distancia más corta produce resultados más precisos. Se pueden utilizar otros sistemas de posicionamiento de embarcaciones, según las circunstancias. Una técnica eficaz para levantamientos hidrográficos de ríos u otras masas de agua relativamente estrechas consiste en trazar líneas de referencia uniformemente espaciadas que cruzan el agua. Colocar estacas altas pintadas en la orilla, a ambos lados, marca las líneas. Posteriormente, se pueden tomar puntos de referencia mientras la embarcación navega a lo largo de las líneas de referencia. Sin embargo, para posicionar cada punto de referencia a lo largo de las líneas, se debe observar una distancia desde un punto de referencia o un azimut hacia la embarcación desde un punto de control independiente. Cuando la embarcación se desplaza perpendicularmente a las líneas marcadas, su paso por las proyecciones entre las estacas localiza los puntos de referencia, pero nuevamente se necesita una distancia o un ángulo para completar la posición del punto de referencia. Los métodos de levantamiento cinemático (véase el Capítulo 15) son ideales para establecer ubicaciones de sondeo para levantamientos hidrográficos y también para guiar la embarcación a lo largo de las líneas de alcance planificadas en masas de agua más grandes. Con sus numerosas ventajas, ha reemplazado otras técnicas de posicionamiento hidrográfico. En este caso, el transductor se localiza midiendo la distancia desde el punto de referencia de la antena. A menudo, la antena se monta en el poste de sondeo, muy por encima de la proa del barco y directamente sobre el transductor. En este caso, sólo es necesario medir la distancia desde el punto de referencia de la antena hasta el transductor.

17.13.3 Cartografía Hidrográfica

Los procedimientos para la preparación de mapas hidrográficos no difieren apreciablemente de los utilizados en la cartografía topográfica, que se analizan en el Capítulo 18. Básicamente, se trazan las profundidades en sus posiciones de levantamiento y se dibujan las curvas de nivel. Si se utiliza una ecosonda, las profundidades se interpolan a partir de los perfiles y se trazan entre las ubicaciones fijas.

Además de las curvas de nivel, la línea de costa y otras características prominentes también se ubican en los mapas hidrográficos. Esto es especialmente importante para los mapas de navegación y pesca, ya que estas características permiten a los usuarios alinear y ubicarse en la masa de agua. Las características planimétricas se ubican generalmente fotogramétricamente (véase el Capítulo 27), pero también se pueden utilizar las técnicas de cartografía topográfica que se describen en este capítulo.

Los sistemas modernos de levantamiento hidrográfico utilizan sofisticados dispositivos electrónicos de posicionamiento y registro de profundidad. Estos, junto con computadoras interconectadas con plotters, permiten la producción rápida y automatizada de mapas hidrográficos casi en tiempo real. Pero los principios básicos discutidos aquí todavía son válidos.

■ 17.14 FUENTES DE ERROR EN LEVANTAMIENTOS CARTOGRÁFICOS

Algunas fuentes de error en levantamientos planimétricos y topográficos son:

1. Errores instrumentales, especialmente un error de índice que afecta los ángulos verticales y cenitales.

2. Errores en la lectura de los instrumentos.

3. Control no establecido, verificado ni ajustado antes de comenzar a recopilar detalles.

4. Puntos de control demasiado alejados y mal seleccionados para una cobertura adecuada de un área.

5. Visualizaciones tomadas en puntos de detalle demasiado distantes.

6. Mala selección de puntos para la delineación de curvas de nivel.

■ 17.15 ERRORES EN LEVANTAMIENTOS CARTOGRÁFICOS

Algunos errores típicos en levantamientos planimétricos y topográficos son:

1. Equipo o método de campo insatisfactorio para las condiciones específicas del levantamiento y del terreno.

2. Errores en la lectura de los instrumentos y el registro de datos.

3. No verificar periódicamente la orientación azimutal cuando se ubican muchos puntos de detalle desde una misma estación del instrumento.

4. Tomar muy pocos (o demasiados) puntos de curva de nivel.

5. No recopilar algunos detalles cartográficos.

6. Errores al introducir identificadores de puntos, dibujar designadores y símbolos al utilizar sistemas de levantamiento y cartografía integrales.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas cuyas respuestas parciales se encuentran en el Apéndice G.

17.1 Describa qué características se encuentran en un mapa topográfico.

17.2 ¿Cuál es el propósito de un levantamiento cartográfico?

17.3 ¿Qué factores deben considerarse al seleccionar el intervalo de curvas de nivel que se utilizará para un mapa topográfico determinado?

17.4 Enumere los diferentes métodos que se pueden utilizar para realizar un levantamiento topográfico.

17.5 ¿Por qué se colocan elevaciones puntuales en un mapa?

17.6* En una hoja de mapa con una escala de 1 pulgada = 360 pies, ¿cuál es la distancia mínima (en pies) que se puede trazar con una escala de ingeniero? (Las graduaciones mínimas de la escala son 1/60 de pulgada).

17.7 ¿Qué escalas de proporción son adecuadas para reemplazar las siguientes escalas equivalentes: 1:1200, 1:2400, 1:3600, 1:4800 y 1:7200?

17.8 Un mapa topográfico tiene un intervalo de curvas de nivel de 1 pie y una escala de 1:600. Si dos curvas de nivel adyacentes están separadas por 0,5 pulgadas, ¿cuál es la pendiente promedio del terreno entre las curvas de nivel?

17.9* En un mapa cuya escala es 1 pulgada = 50 pies, ¿a qué distancia (en pulgadas) estarían las curvas de nivel de 2 pies en una pendiente uniforme del 2%?

17.10* En un mapa dibujado a una escala de 1:1000, las curvas de nivel están separadas por 16 mm en un punto determinado. El intervalo de curvas de nivel es de 1 m. ¿Cuál es la pendiente del terreno, en porcentaje, entre curvas de nivel adyacentes?

17.11 Similar al Problema 17.10, excepto por un intervalo de 5 m, un espaciado de 20 mm y una escala de mapa de 1:5000.

17.12 Dibuje, a una escala de 10 pies/pulgada, la forma general de las curvas de nivel que cruzan una calle de 20 pies de ancho con una pendiente del +4,00 %, una corona parabólica de 6 pulgadas y un bordillo de 6 pulgadas de alto.

17.13 Igual que el Problema 17.12, excepto una carretera dividida de cuatro carriles que incluye una franja central de 30 pies de ancho, dos carriles de pavimento de 12 pies de ancho a cada lado de la mediana con una pendiente del +4,00 % y una pendiente lateral del 1,50 %; y arcenes de 10 pies de ancho a ambos lados con una pendiente lateral del 2 %. La mediana tiene una pendiente del 10,0 % hacia el centro.

17.14 ¿Cuándo se deben ubicar los puntos para las curvas de nivel conectadas por líneas rectas? ¿Cuándo se utilizan curvas suaves?

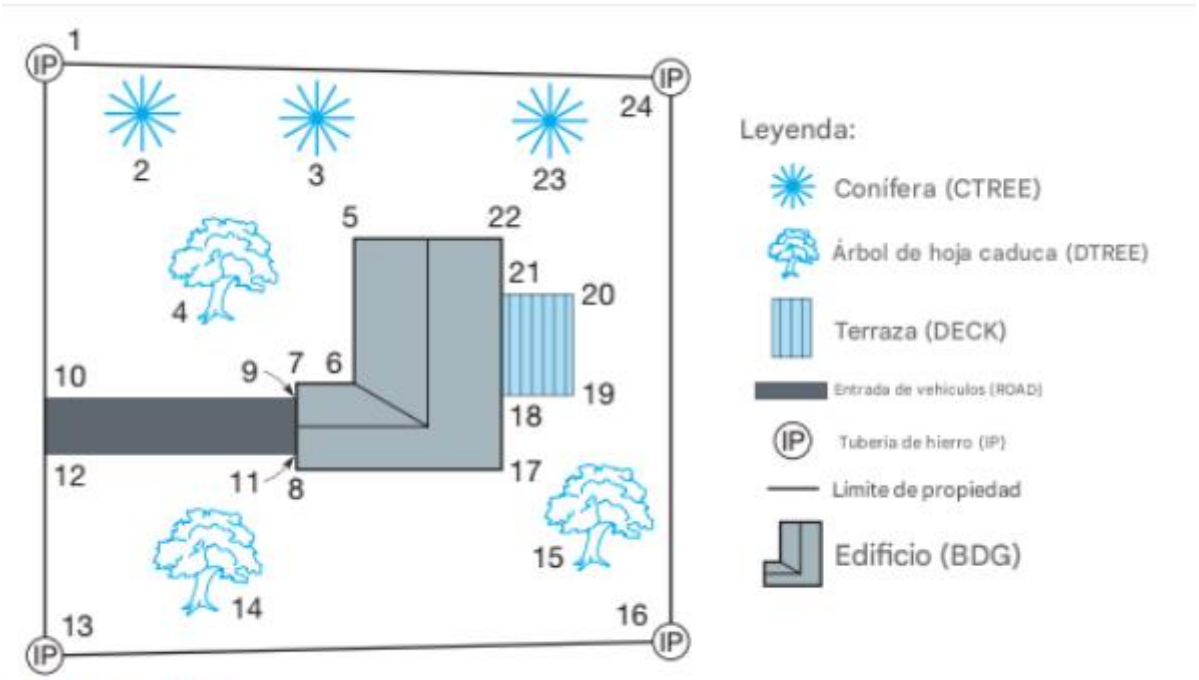
17.15* ¿Qué condiciones de campo deben existir al utilizar un levantamiento cinemático satelital?

17.16 ¿Qué es un modelo digital del terreno?

17.17 Explique por qué es importante localizar las irregularidades de nivel con "líneas de quiebre" en el terreno si se dibujarán curvas de nivel utilizando un sistema automatizado de curvas de nivel.

17.18 ¿Qué consideraciones deben tenerse en cuenta en un levantamiento cartográfico con satélites GNSS?

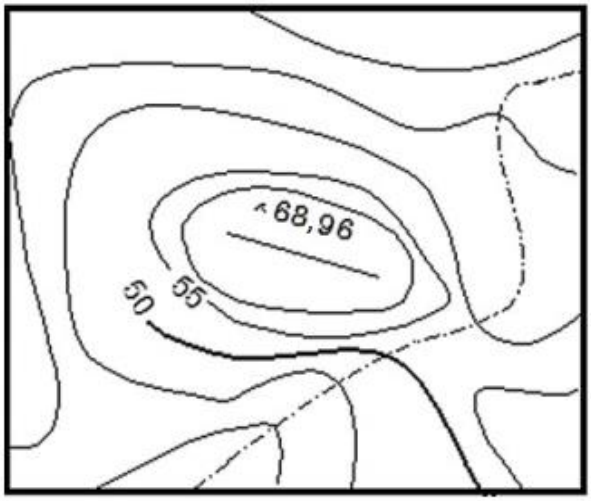
17.19 Utilizando las etiquetas entre paréntesis en la leyenda de la figura adjunta, cree un conjunto de notas utilizando los indicadores de dibujo que se indican en la Tabla 17.2.



Problema 17.19

17.20 ¿Cómo podrían utilizarse los métodos de levantamiento GNSS cuando el área de interés presenta obstáculos aéreos?

17.21 Utilizando las reglas de las curvas de nivel, enumere los errores de curvas de nivel que se muestran en la figura adjunta.



Problema 17.21

17.22 Analice cómo se puede combinar un colector de datos con una estación total con métodos de levantamiento satelital para recopilar datos para un mapa topográfico.

17.23 Prepare un conjunto de notas de campo para ubicar los detalles topográficos en la Figura 17.5. Escale distancias y ángulos adicionales si es necesario.

17.24 ¿Por qué es peligroso ejecutar la poligonación de control al mismo tiempo que se recopilan datos planimétricos?

17.25 Mencione las ventajas de localizar detalles topográficos mediante métodos radiales utilizando una estación total con un colector de datos.

17.26 ¿Qué describe el término "nube de puntos" en el escaneo láser?

17.27 Enumere los métodos para establecer el control en apoyo de un proyecto de cartografía topográfica. Para los problemas 17.28 a 17.31, calcule las coordenadas X, Y y Z del punto B para las lecturas radiales tomadas a B desde la estación ocupada A, si el azimut de referencia en A es 25°32'48", la elevación de A = 610,098 m y h_i = 1,45 m. Suponga que las coordenadas XY de A son (10.000,000;5.000,000).

17.28* Ángulo horizontal en sentido horario = 55°37'42", ángulo cenital = 92°34'18", pendiente

distancia = 435,098 m, h = 2,000 m.

17.29 Ángulo horizontal en sentido horario = 272°42'22” ángulo cenital = 92°28'16", pendiente

distancia = 58,905 m, h = 1,500 m.

17.30 Ángulo horizontal en sentido horario = 55°15'06", ángulo cenital = 88°35'24", pendiente

distancia = 103,023 m, h = 1,500 m.

17.31 Ángulo horizontal en sentido horario = 307°56'52", ángulo cenital = 87°17'40", pendiente

distancia = 304,902 m, h = 1,500 m.

17.32 Describa cómo las coordenadas arbitrarias de una nube de puntos se transforman en un sistema de coordenadas convencional.

17.33 Enumere varios equipos utilizados para realizar sondeos hidrográficos de profundidad y analice las limitaciones, ventajas y desventajas de cada uno.

17.34* En un mapa con una escala de 200 pies/pulgadas. La distancia entre los puntos de referencia 49 y 50 de la Figura 17.14 es de 3,15 pulgadas. A partir de las mediciones en el perfil de la Figura 17.13, determine a qué distancia del punto de referencia 50 debe trazarse en el mapa la curva de nivel de 20 pies (existente entre los puntos de referencia 49 y 50).

17.35 Similar al problema 17.34, excepto que se localiza la curva de nivel de 16 pies entre los puntos de referencia 50 y 51 si la distancia correspondiente en el mapa es de 2,98 pulgadas.

17.36 ¿Por qué es importante mostrar la línea de costa y algunas características planimétricas en los mapas hidrográficos de navegación?

17.37 Cree un programa computacional que realice una transformación de coordenadas conforme tridimensional como se describe en la Sección 17.10.

BIBLIOGRAFÍA

Andelin, E. 2009. "On the Right Track." *Point of Beginning* 35 (No. 3): 12.

ASPRS. 1987. *Large Scale Mapping Guidelines*. Bethesda, MD: American Society for Photogrammetry and Remote Sensing.

Bennett, T. D. 2009. "BIM and Laser Scanning for As-Built and Adaptive Reuse Projects." *The American Surveyor* 6 (No. 6): 32.

Brinkman, B. and B. Stevens. 2009. "The Magic Bullet." *Point of Beginning* 35 (No. 1): 36.

Caneves, E. P., et al. 2009. "The Caves of Naica–Laser Scanning in Extreme Underground Environments." *The American Surveyor* 6 (No. 2): 8.

Cheves, M. 2009. "ASTM E57: 3D Imagining Systems." *The American Surveyor* 6 (No. 6): 44.

Fenicle, J. D. 2009. "Ground Penetrating Radar Holds Promise as a Practical Land Surveying Tool." *Point of Beginning* 34 (No. 7): 12.

Gardner, N. 2007. "LiDAR on a Stick." *Professional Surveyor* 27 (No. 2): 6.

Garret, J. 2007. "Reservoir of Lessons Learned." *Professional Surveyor* 27 (No. 2): 18.

Goucher, S. and B. L. Sheive. 2009. "Refined Dimensions." *The American Surveyor* 6 (No. 3): 24.

Jacobs, G. 2009. "3D Scanning: Accuracy of Scan Points." *Professional Surveyor* 29 (No. 8): 24.

———. 2009. "3D Scanning: Laser Scanner Versatility Factors, Part 1." *Professional Surveyor* 29 (No. 10): 34.

———. 2010. "3D Scanning: Laser Scanner Versatility Factors, Part 2." *Professional Surveyor* 30 (No. 1): 32.

Longstreet, B. 2009. "Laser Scanning Brings New Asset to Accident Investigations and Surveyors." *The American Surveyor* 6 (No. 7): 19.

Pesci, A. D. Conforti and M. Bacciocchi. 2007. "Morphing Mount Vesuvius." *Professional Surveyor* 27 (No. 2): 12.

Rameriz, J. R. 2006. "A New Approach to Relief Representation." *Surveying and Land Information Science* 66 (No. 1): 19.

Stewart, P. and P. Canter. 2009. "Creating a Seamless Model." *Professional Surveyor* 29 (No. 8): 18.

Wagner, M. Jo. 2009. "Scanning the Horizon." *Point of Beginning* 35 (No. 2): 24.

■ 18.1 INTRODUCCIÓN

Los mapas son expresiones visuales de porciones de la superficie terrestre. Sus características se representan mediante diversas combinaciones de puntos, líneas y símbolos estándar. Tradicionalmente, los mapas se han producido en formato gráfico o impreso, es decir, en papel o en un material plástico de base estable. Sin embargo, hoy en día, la mayoría de los datos cartográficos se recopilan digitalmente y se procesan mediante sistemas de Dibujo y Diseño Asistidos por Computadora (CADD) para desarrollar mapas en formato digital. Estos mapas se almacenan en una computadora, se pueden analizar, modificar, ampliar o reducir en escala, y sus intervalos de contorno se pueden modificar mientras se visualizan en los monitores de los sistemas CADD. También se pueden extraer diferentes tipos o capas de información de los mapas digitales para representarlos y analizarlos por separado, y los mapas en formato digital se pueden transferir electrónicamente de forma instantánea a otras oficinas o ubicaciones remotas. Por supuesto, también se pueden imprimir en formato físico si se desea. Los mapas digitales son indispensables para el desarrollo y la operación de los modernos Sistemas de Información Territorial (LIS) y los Sistemas de Información Geográfica (SIG) (véase el Capítulo 28). A lo largo de la historia, los mapas han tenido un profundo impacto en las actividades humanas y hoy en día su demanda es quizás mayor que nunca. Son importantes en ingeniería, gestión de recursos, planificación urbana y regional, gestión del medio ambiente, construcción, conservación, geología, agricultura y muchos otros campos. Los mapas muestran diversas características, por ejemplo, topografía, límites de propiedades, rutas de transporte, tipos de suelo, vegetación, propiedad de la tierra y ubicación de minerales y recursos. Los mapas son especialmente importantes en ingeniería para planificar la ubicación de proyectos, diseñar instalaciones y estimar las cantidades de los contratos. Como se mencionó anteriormente, los mapas son esenciales para el desarrollo y la operación de los LIS y los SIG. Estos sistemas para el análisis y la gestión de datos espaciales utilizan computadoras para almacenar, recuperar, manipular, fusionar, analizar, mostrar y difundir información mediante mapas digitales (véase el Capítulo 28). Los SIG tienen aplicaciones en prácticamente todos los campos de actividad. Las bases de datos espaciales que respaldan los sistemas generalmente se desarrollan digitalizando mapas gráficos existentes o generando nuevos mapas digitales en la computadora a partir de datos topográficos o fotogramétricos digitalizados. Los mapas de varios tipos necesarios para crear bases de datos espaciales para LIS y SIG incluyen mapas topográficos, que muestran las características naturales y culturales, así como el relieve de un área; mapas catastrales, que indican los límites de propiedad de la tierra; mapas de recursos naturales, que proporcionan la ubicación y distribución de los recursos forestales e hídricos, humedales, tipos de suelo, etc.; mapas de instalaciones, que muestran las redes de transporte existentes, las tuberías de agua y alcantarillado, y las líneas de distribución de energía eléctrica; y mapas de uso del suelo, que muestran las diversas actividades humanas relacionadas con el

terreno. Las aplicaciones de la tecnología SIG se han expandido a un ritmo fenomenal y estas actividades impondrán una gran demanda de mapas de alta calidad de varios tipos y escalas en el futuro. La cartografía, término aplicado al proceso integral de producción de mapas, incluye el diseño de mapas, la preparación o compilación de manuscritos, la redacción final y la reproducción. Estos procesos, aplicables tanto a mapas gráficos como digitales, se describen en este capítulo.

■ 1 8.2 DISPONIBILIDAD DE MAPAS E INFORMACIÓN RELACIONADA

Mapas para diversos propósitos, preparados a escalas que varían de grandes a pequeñas, tanto en formato gráfico como digital, son elaborados por empresas privadas de topografía e ingeniería, industrias, servicios públicos, ciudades, condados, estados y agencias del gobierno federal. Desafortunadamente, con una gama tan amplia de organizaciones y agencias involucradas, se ha producido cierta duplicación de esfuerzos debido a que las actividades cartográficas generalmente no han sido coordinadas. Además, la existencia de mapas disponibles e información relacionada a menudo es desconocida para los usuarios potenciales. Sin embargo, se han tomado medidas para mejorar esta situación. El Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS) ahora coordina todas las actividades cartográficas a nivel federal. Ofrece información a nivel nacional y servicio de ventas para productos cartográficos y publicaciones de ciencias de la Tierra. El USGS proporciona información sobre mapas, libros e informes topográficos, de uso del suelo, geológicos e hidrológicos; datos cartográficos y de ciencias de la Tierra en formato digital y software de aplicaciones relacionado; imágenes aéreas, satelitales y de radar y productos relacionados; y datos geodésicos.1

Varios estados han establecido oficinas de cartógrafos estatales. Una de sus funciones es la difusión de mapas locales y productos e información relacionados a topógrafos, ingenieros, cartógrafos y el público en general.

1 Puede contactar al Servicio Geológico de los Estados Unidos por teléfono al (888)ASK-USGS, [(888)275-8747]. También puede obtener información y descargar mapas seleccionados y otros productos en el siguiente sitio web: http://www.usgs.gov/pubprod/. Puede contactar por correo al Departamento del Interior de los Estados Unidos, Servicio Geológico de los Estados Unidos, 12201 Sunrise Valley Drive, Reston, VA 20192.

■ 1 8.3 PROGRAMA NACIONAL DE CARTOGRAFÍA

El Programa Nacional de Cartografía se estableció para proporcionar mapas y otros productos cartográficos que necesitaban los ciudadanos de los Estados Unidos. Esto es responsabilidad de la División Nacional de Cartografía del USGS. El USGS comenzó a publicar mapas topográficos en 1886 como ayuda para los estudios científicos. Ahora produce una variedad de mapas topográficos a diferentes escalas; sin embargo, su serie estándar tiene una escala de 1:24.000. En esta serie, las hojas individuales cubren cuadrángulos de 7 1/2 min tanto en latitud como en longitud. Cada mapa cuadrángulo recibe un nombre, generalmente de acuerdo con la característica más prominente dentro de sus límites. A excepción de Alaska, todo Estados Unidos está cubierto a escala 1:24.000 y se incluyen más de 57.000 mapas. [Los mapas que cubren cuadrángulos de 15' a una escala de 1:63.360 (1 pulg./mi) son estándar para Alaska.] En los mapas cuadrángulos, las características culturales se muestran en negro, los contornos en marrón, las características del agua en azul, las regiones urbanas en rojo y las áreas boscosas en verde. La cobertura topográfica de los Estados Unidos también está disponible a escalas de 1:50.000 (mapas de condado), 1:62.500 (los cuadrángulos de 15' más antiguos producidos hasta aproximadamente 1950), 1:100.000 y 1:250.000. El USGS también ha publicado una serie de mapas estatales. La mayoría están a una escala de 1:500.000, pero algunos están a 1:1.000.000 u otras escalas. Como se señala en la Sección 18.1, los requisitos para datos cartográficos digitales están creciendo rápidamente para soportar LIS y SIG. Para satisfacer estas necesidades, el Servicio Geológico de los Estados Unidos ha desarrollado dos tipos muy útiles de datos digitales: (1) gráficos de líneas digitales (DLG) y (2) modelos digitales de elevación (DEM). Principalmente, la digitalización de mapas existentes y otros productos cartográficos es la generación de estos productos. Los gráficos de líneas digitales contienen sólo características lineales o planimetría en un área. Se incluyen los límites políticos, la hidrografía, las redes de transporte y las líneas de subdivisión del Sistema de Topografía Pública de los Estados Unidos (véase el Capítulo 22). Los modelos digitales de elevación son matrices de valores de elevación, producidos en cuadrículas de diferentes dimensiones, dependiendo de la fuente de la información. Las posiciones horizontales de los puntos en los DEM son coordenadas X e Y referenciadas al sistema de coordenadas Universal Transversal de Mercator (véase la Sección 20.12). Se utiliza una cuadrícula de 30 m para los DEM generados a partir de cuadrángulos de 7 1/2', y se utilizan espaciamientos mayores para los generados a partir de mapas de escala

más pequeña. Además de mapas topográficos, gráficos lineales digitales y modelos digitales de elevación, se publican diversos mapas especiales y productos relacionados como parte del Programa Nacional de Cartografía. Como se mencionó en la sección anterior, la información sobre todos sus mapas disponibles y otros productos relacionados se obtiene a través del Servicio Geológico de Estados Unidos.

■ 1 8.4 ESTÁNDARES DE PRECISIÓN PARA LA CARTOGRAFÍA

Para proporcionar un conjunto de estándares uniformes que guíen la producción de mapas y proteger a los consumidores de mapas, la Oficina de Presupuesto de los Estados Unidos desarrolló los Estándares Nacionales de Precisión de Mapas (NMAS). Estos estándares, publicados por primera vez en 1941 y revisados en 1947, proporcionan especificaciones que rigen la precisión horizontal y vertical con la que se representan las características en los mapas. Los mapas publicados que cumplen con estos requisitos de precisión pueden tener la siguiente nota en su leyenda: "Este mapa cumple con los Estándares Nacionales de Precisión de Mapas", lo que garantiza que el mapa cumple con estos niveles de precisión especificados. Para cumplir con la especificación de posición horizontal de NMAS, para mapas producidos a escalas mayores de 1:20.000, no más del 10% de los puntos bien definidos probados deben tener un error de más de 1/30 pulg. (0,8 mm). En consecuencia, en un mapa trazado a una escala de 1 pulg. = 100 pies, las posiciones de los puntos tendrían que representarse correctamente con una precisión de ±3,3 pies para cumplir con esta especificación. En mapas de escala más pequeña, el límite de error horizontal es de 1/50 pulg. (0,5 mm), o aproximadamente ±40 pies sobre el terreno a una escala de mapa de 1:24.000. Estos límites de precisión se aplican solo a posiciones de puntos bien definidos, como monumentos, puntos de referencia, intersecciones de carreteras y esquinas de edificios. Los requisitos de precisión vertical del NMAS especifican que no más del 10% de las elevaciones probadas deben tener un error de más de la mitad del intervalo de las curvas de nivel, y ninguna puede exceder el intervalo. Para cumplir con este requisito, las curvas de nivel pueden desplazarse distancias hasta la tolerancia de posición horizontal (discutida anteriormente), si es necesario. La precisión de cualquier mapa puede probarse comparando las posiciones de los puntos cuyas ubicaciones o elevaciones se muestran en él con las posiciones correspondientes determinadas por estudios de un orden de precisión superior. Las posiciones horizontales trazadas de los objetos se verifican ejecutando una poligonación independiente u otro estudio a los puntos seleccionados por la persona u organización para la que se hizo el mapa. Para verificar la precisión vertical, las elevaciones obtenidas de los estudios de perfil de campo se comparan con las elevaciones tomadas de los perfiles hechos a partir de las curvas de nivel trazadas. Estos procedimientos proporcionan una verificación tanto del trabajo de campo como de la elaboración del mapa. Cuando se desarrolló el NMAS, los mapas se producían en forma impresa. Pero como se señaló en la Sección 18.1, ahora los mapas en formato electrónico son los más comunes. Para adaptarse a este cambio, el Comité Federal de Datos Geográficos (FGDC) elaboró un conjunto más actual de estándares de precisión llamados Estándares de Precisión de Posicionamiento Geoespacial.2 El FGDC está compuesto por representantes de 19 agencias federales y se estableció para coordinar políticas, estándares y procedimientos para producir y compartir información geográfica. Los nuevos Estándares de Precisión de Posicionamiento Geoespacial están completos y, al igual que NMAS, el documento especifica precisiones en componentes horizontales y verticales separados. Pero a diferencia de NMAS, las precisiones se especifican en términos de coordenadas de puntos, distancias terrestres y elevaciones en el nivel de confianza del 95%. Por lo tanto, estos nuevos estándares son aplicables a todos los tipos y escalas de mapas, incluidos aquellos en forma digital. La prueba para mapas destinados a cumplir con este estándar implica verificar un conjunto de al menos 20 puntos bien definidos con información obtenida de una fuente independiente de mayor precisión. Los errores cuadráticos medios se calculan y se convierten al nivel de confianza del 95% utilizando multiplicadores apropiados (consulte la Sección 3.16). Un mapa planimétrico digital que pasa a nivel de 1 m, por ejemplo, contendría la leyenda incluye la declaración "Precisión horizontal comprobada de 1 metro con un nivel de confianza del 95 %". Se puede incluir una declaración similar que se aplique a la precisión vertical de un mapa.

2 Puede obtener información sobre el estado de las NORMAS DE PRECISIÓN DE POSICIONAMIENTO GEOESPACIAL del Comité Federal de Datos Geográficos llamando al (703) 648-5514 o visitando el siguiente sitio web: http://www.fgdc.gov. También puede descargar copias de las normas vigentes en este sitio web. También puede contactar por correo postal al Comité Federal de Datos Geodéticos, Servicio Geológico de los Estados Unidos, 590 National Center, Reston, VA 20192.

El USGS ha desarrollado sus propios estándares para regir la producción de mapas y otros productos que ofrece a través del Programa Nacional de Cartografía.3 Se han desarrollado estándares no solo para sus mapas impresos, sino

también para sus productos digitales, incluyendo modelos digitales de elevación, gráficos de líneas digitales, ortofotos digitales (véase la Sección 27.15), entre otros. La Sociedad Americana de Fotogrametría y Teledetección (ASPRS) también ha adoptado sus propios estándares para regir la producción fotogramétrica de mapas a gran escala. Especifica estándares para tres niveles de precisión, clases 1, 2 y 3. Para que un mapa cumpla con sus estándares de clase 1, el error cuadrático medio (rms)4 en las coordenadas X e Y de puntos bien definidos no debe exceder ±0,01 pulgadas a escala del mapa. Por lo tanto, para una escala de mapa de 500 pies/pulgada, el error rms permisible en las coordenadas X e Y es de ±5,0 pies. La precisión vertical se especifica en términos del intervalo de contorno del mapa (CI). Para la clase 1, el error cuadrático medio de puntos bien definidos no debe exceder ±(CI/3). Estos estándares horizontales y verticales se flexibilizan por factores de 2 y 3 para mapas de clase 2 y clase 3, respectivamente. La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) también ha desarrollado un conjunto de estándares para cartografía topográfica, dirigidos principalmente a mapas de ingeniería a gran escala. Además de sugerir precisiones para diversas escalas cartográficas, también proporcionan estándares para curvas de nivel, símbolos cartográficos, abreviaturas, rotulación y otros factores importantes en la cartografía.

■ 18.5 PROCEDIMIENTOS DE DIBUJO MANUAL Y ASISTIDO POR ORDENADOR

Como se mencionó anteriormente, los mapas pueden dibujarse manualmente o producirse con sistemas CADD. Los procedimientos manuales utilizan herramientas de dibujo estándar como escalas, transportadores, compases, triángulos y escuadras. Los sistemas CADD emplean computadoras programadas con software especial e interconectadas con dispositivos electrónicos de trazado. Con cualquiera de los dos enfoques, tras decidir la escala y otros factores que controlan el diseño general del mapa, se prepara un manuscrito. Una vez completado, se realiza el borrador final. En el dibujo manual, el manuscrito suele compilarse a lápiz. Debe prepararse cuidadosamente para localizar todas las características y contornos con la mayor precisión posible y ser completo en cada detalle, incluyendo la colocación de símbolos y letras. La rotulación del manuscrito no necesita ser extremadamente cuidadosa, ya que su principal propósito en esta etapa es asegurar un buen diseño general del mapa y su correcta colocación. Un manuscrito bien preparado contribuye en gran medida a lograr un mapa final de buena calidad.

3 Para obtener información sobre las normas del USGS, visite el siguiente sitio web: http://nationalmap.gov/gio/standards/. También puede contactarnos por teléfono al (888) ASK-USGS [(888) 275-8747] o por correo electrónico a ask@usgs.gov.

4 El error cuadrático medio rms se define como la raíz cuadrada del promedio de las discrepancias al cuadrado de los puntos analizados. Las discrepancias son las diferencias entre las coordenadas y las elevaciones de los puntos tomados del mapa, y sus valores, determinados mediante estudios de verificación.

La versión completa del manuscrito compilado manualmente se dibuja en tinta o se traza. Si se entinta, el manuscrito se coloca sobre una mesa de luz y se trazan las características sobre un material de superposición transparente de base estable. Generalmente, primero se hacen las letras; luego se crean las características planimétricas y los contornos. El trazado se realiza sobre láminas de material de base estable transparente recubiertas con una emulsión opaca. Las líneas del manuscrito se transfieren al recubrimiento en un proceso de laboratorio. Luego, las líneas que representan características y contornos se hacen cortando y raspando para eliminar el recubrimiento. Se utilizan herramientas de trazado especiales para variar los grosores de las líneas y hacer símbolos estándar. El trazado es generalmente más fácil y rápido que el entintado. Se hacen reproducciones del producto terminado entintado o trazado. Al dibujar mapas con CADD, se compila un manuscrito en copia digital en la computadora y se muestra en su pantalla a medida que avanza el trabajo. El software CADD proporciona instrucciones a la computadora, que básicamente duplican las funciones de dibujo manual. Se debe ingresar un archivo que contiene coordenadas de puntos, así como instrucciones específicas sobre cómo trazarlos, como preparación para el mapeo. Un operador diseña y compila el mapa de manera interactiva ingresando comandos en el teclado de la computadora o usando un mouse para activar funciones en un menú. El operador tiene a su disposición puntos, líneas de varios tipos y una variedad de símbolos. También se pueden seleccionar letras de diferentes tamaños y estilos. Cuando el manuscrito esté completamente terminado, simplemente activando el trazador electrónico (plotter) se dibujará el mapa final. La producción de mapas utilizando sistemas CADD tiene muchas ventajas sobre los métodos manuales y, por lo tanto, se

ha convertido rápidamente en el método elegido por la mayoría de las empresas cartográficas. Sin embargo, sigue siendo importante aprender los conceptos básicos de las técnicas de dibujo manual de mapas, ya que a menudo se duplican en los procesos CADD. Los sistemas CADD se describen con más detalle en la Sección 18.14.

■ 1 8.6 DISEÑO DE MAPAS

Antes de comenzar el diseño de un mapa, se deben responder las siguientes dos preguntas básicas:

(1) ¿Cuál es el propósito del mapa? y

(2) ¿A quién está destinado el mapa?

Todos los mapas tienen un propósito, que a su vez determina la información que debe transmitir. Una vez establecido el propósito del mapa, se debe hacer hincapié en lograr el diseño que mejor se adapte a sus objetivos y transmita la información necesaria con claridad a sus usuarios.

Los mapas suelen representar diversos tipos y clases de detalles al representar características naturales y culturales y, si se diseñan correctamente, pueden transmitir una enorme cantidad de información. Por otro lado, los mapas con un diseño descuidado pueden resultar confusos, difíciles de leer, comprender o interpretar. Para lograr la máxima eficacia en el diseño de mapas, se deben considerar los siguientes elementos o factores:

(1) claridad,

(2) orden,

(3) equilibrio,

(4) contraste,

(5) unidad y

(6) armonía.

A continuación se describen las definiciones de estos seis elementos en relación con el diseño de mapas y se explica su interdependencia.

1. La claridad se refiere a la capacidad de un mapa para transmitir la información prevista de forma completa e inequívoca. Sólo se logra tras examinar a fondo los objetivos del mapa y destacar las características necesarias para alcanzarlos. Los mapas no deben estar sobrecargados de detalles, ya que esto puede causar congestión y confusión. Si se requiere incluir muchos detalles en un mapa, la información se puede colocar en una tabla. Otras alternativas consisten en preparar mapas insertados a mayor escala de áreas con gran cantidad de detalles o crear una superposición para mostrar algunos de ellos. El uso adecuado de los elementos textuales es fundamental para lograr claridad. (El tema de las letras de los mapas se aborda en la Sección 18.11).

2. El orden se refiere a la lógica de un mapa y se relaciona con la trayectoria que seguiría la vista del usuario al observarlo. Se debe adoptar un diseño que primero dirija la atención del usuario al área temática del mapa, luego al título del mapa y finalmente a las notas. Nunca permita que elementos auxiliares como las escalas de las barras y las flechas direccionales dominen el mapa. Un error común entre los principiantes es hacer las escalas de las barras y las flechas de norte tan grandes y llamativas que desvían la atención del tema del mapa.

3. Todos los elementos de un mapa tienen peso y deben distribuirse uniformemente alrededor del "centro visual" para lograr un buen equilibrio general. El centro visual se encuentra ligeramente por encima del centro geométrico de la hoja. En general, el peso de un elemento se ve afectado por factores como el tamaño, el color, la fuente, la posición y el ancho de línea. Los elementos del mapa que aparecen en el centro tienen menos peso que los de los bordes. Los elementos en la mitad superior o derecha del mapa tendrán mayor peso que los de la mitad inferior o izquierda. Asimismo, los elementos del mapa con líneas más gruesas tendrán mayor peso que sus contrapartes más delgadas. Colores como el rojo parecen más pesados que el azul o el amarillo. En la Figura 18.1 se muestran dos ejemplos que ilustran el equilibrio. En la Figura 18.1(a), el mapa parece estar demasiado cargado hacia la izquierda y, por lo tanto,

presenta un equilibrio general deficiente. Una redistribución de las características del mapa, como se muestra en la Figura 18.1(b), produce un producto visualmente más equilibrado. El uso de bocetos en miniatura a menudo puede ayudar a lograr un diseño equilibrado para un mapa, es importante priorizar los elementos que realzan el propósito del mapa.

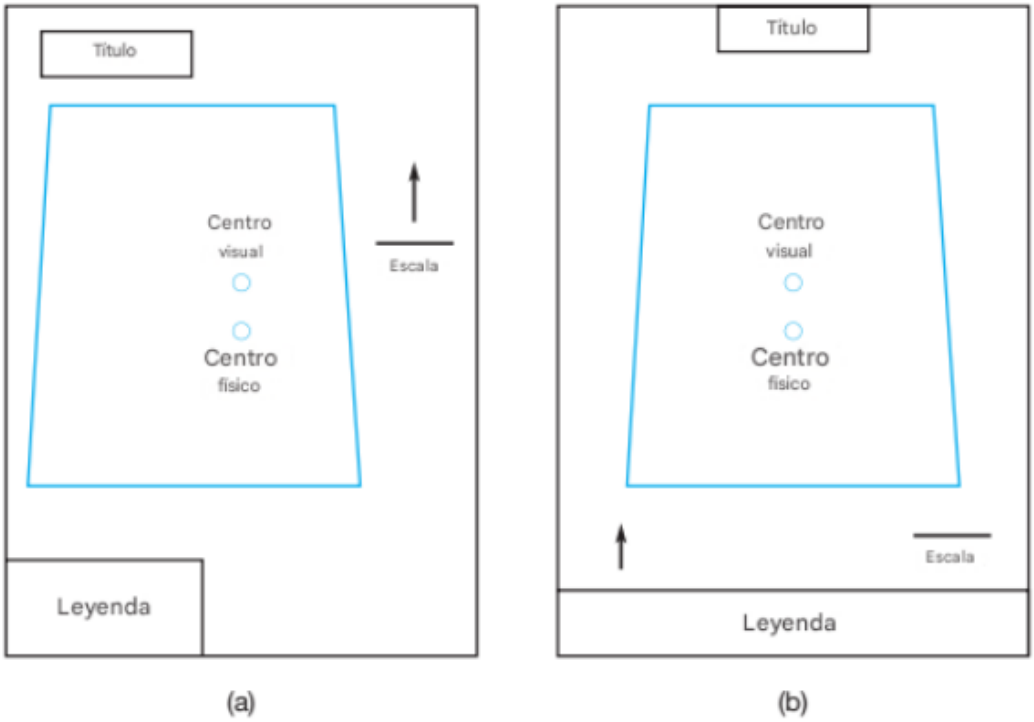


Figura 18.1
(a) Diseño de una hoja de mapa mal equilibrada, (b) Un diseño mejorado para el mismo mapa.

4. El contraste se relaciona principalmente con el uso de diferentes grosores de línea y fuentes de distintos tamaños. El contraste puede utilizarse para mejorar el equilibrio, el orden y la claridad.

Por ejemplo, el título del mapa debe mostrarse en una fuente más grande que los demás elementos textuales. Esto atraerá la atención del espectador, mejorando así el orden y la claridad del mapa. También se pueden utilizar varias fuentes para equilibrar el mapa con otros elementos. Otro ejemplo donde el contraste favorece la claridad del mapa es en las curvas de nivel. En este caso, las curvas de nivel (cada quinta curva) deben dibujarse con una línea más gruesa que las demás. Esto mejora la claridad del mapa y facilita la determinación de las elevaciones.

5. La unidad se refiere a la interrelación entre los fondos, el sombreado y los colores de un mapa. Estos elementos pueden mejorar la claridad, el equilibrio y el contraste, pero también pueden restar valor a estos mismos elementos. Por ejemplo, las letras amarillas sobre un fondo blanco son difíciles de ver y a menudo el lector las pasa por alto. Sin embargo, estas mismas letras amarillas sobre un fondo negro resaltarán y aparecerán enfatizadas. Un mapa con buena unidad se visualiza como una unidad y no como un conjunto de elementos individuales.

6. La armonía se relaciona con las interrelaciones entre todos los elementos del mapa.

Si un mapa tiene buena armonía, los elementos funcionan en conjunto. Errores comunes son el uso de demasiadas fuentes, una flecha del norte demasiado elaborada o grande, o una escala de barras demasiado grande.

Al diseñar mapas, es importante recordar que diferentes públicos pueden requerir mapas diferentes. Por ejemplo, sería difícil para un profano leer y comprender un mapa elaborado para un proyecto de ingeniería. Por consiguiente, los mapas desarrollados para profesionales del diseño no suelen ser adecuados para audiencias públicas. De hecho, dado que los profanos a menudo carecen de formación en lectura de mapas, puede ser mejor desarrollar mapas o modelos tridimensionales especializados que representen el relieve, los límites, las construcciones propuestas, el paisajismo, etc.

En ocasiones, al diseñar un mapa, ciertos elementos del diseño entran en conflicto. Cuando esto sucede, es necesario establecer prioridades que proporcionen una solución razonable al conflicto. Rara vez existe un mapa perfecto, o nunca, y generalmente existen varios diseños igualmente aceptables que podrían adoptarse. A menudo, surgen conflictos de diseño que no se pueden resolver y puede que haya que aceptar una solución de compromiso. La creación

de mapas suele ser subjetiva, y la producción de un mapa bien diseñado requiere una combinación de habilidad, arte y paciencia.

■ 18.7 DISEÑO DEL MAPA

En general, el área temática del mapa debe trazarse a la mayor escala posible que permita que se ajuste perfectamente a sus límites sin sobrecargarlo. También debe estar centrada en la hoja del mapa y, si es posible, alineada de modo que los bordes de la hoja coincidan con los puntos cardinales. De lo contrario, los usuarios pueden experimentar cierta confusión al visualizar el mapa. Por consiguiente, el tamaño y la forma de la hoja del mapa, así como el tamaño y la forma del área a representar, la orientación del área temática en la hoja del mapa y la escala del mapa deben considerarse conjuntamente en el diseño del mapa.

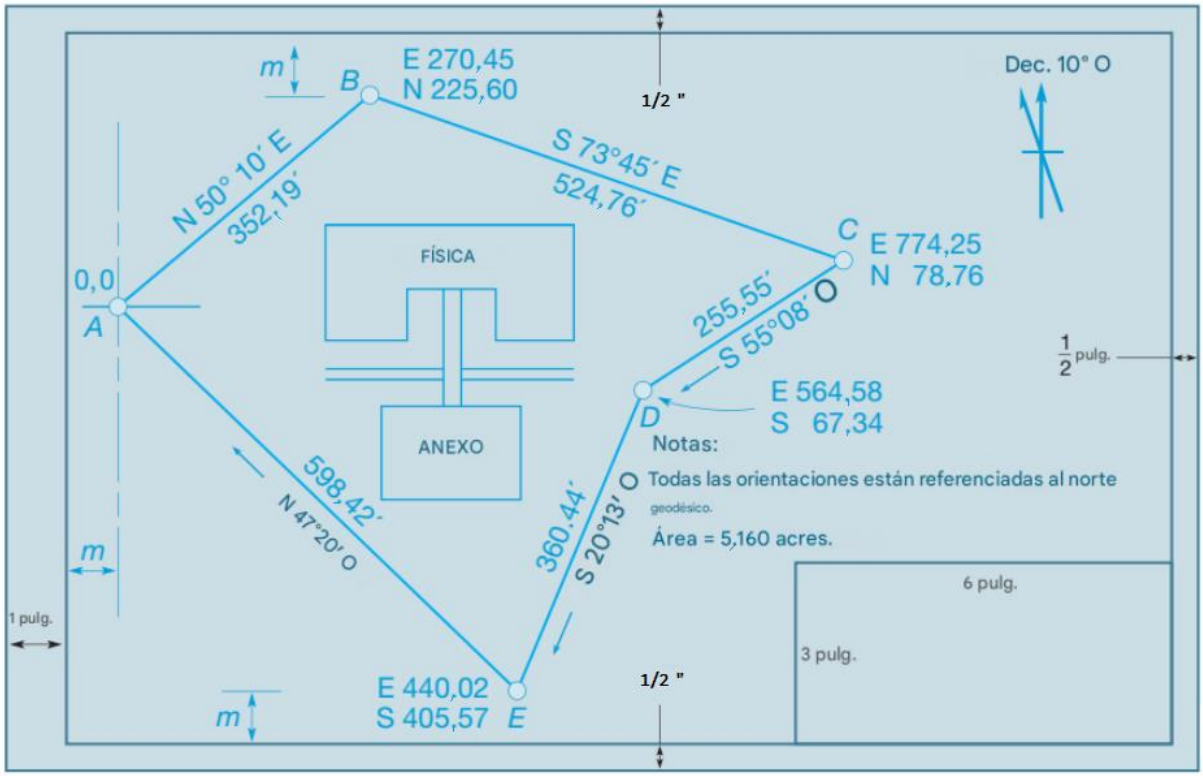


Figura 18.2
Bosquejo del mapa.

Para ilustrarlo, considere el ejemplo de la Figura 18.2, que es una poligonación simple de un levantamiento planimétrico. Antes de trazar cualquier plano, se debe seleccionar la escala adecuada para una hoja de un tamaño determinado. Supongamos en este ejemplo que se utilizará una hoja de 18 x 24 pulg., con un borde de 1 pulg., a la izquierda (para una posible encuadernación) y bordes de ½ pulg., en los otros tres lados. Se puede dibujar una línea de contorno algo más gruesa que las demás líneas para delimitar esta área. Si se ha elegido la estación más occidental (A en el ejemplo) como origen de coordenadas, divida la desviación total hasta el punto más oriental C entre el número de pulgadas disponibles para trazar en dirección este-oeste. La escala máxima posible en la Figura 18.2 es 774,25 dividido entre 22,5, o 1 pulgada = 34 pies. La escala estándar más cercana que se ajusta es 1 pulgada = 40 pies.

Esta escala debe verificarse en la dirección Y dividiendo la diferencia total en las coordenadas Y, 225,60 + 405,57 = 631,17, entre 40 pies, lo que da como resultado 15,8 pulgadas requeridas en la dirección norte-sur. Dado que se pueden usar 17 pulgadas, una escala de 1 pulgada = 40 pies es satisfactoria, aunque una escala menor produciría un margen de borde mayor. Si una escala de 1 pulgada = 40 pies no es adecuada para el propósito del mapa, se debe seleccionar una hoja de diferente tamaño o, alternativamente, utilizar más de una hoja para mapear el área requerida. En la Figura 18.2, la poligonación se centra entre las líneas limítrofes en la dirección Y, haciendo que cada distancia m sea igual a 1/2(17 – 631,17/40), ó 0,61 pulgadas. Se pueden usar las mismas 0,61 pulgadas para el lado izquierdo. Los pesos del título, las notas y la flecha norte compensan que la poligonación esté a la izquierda del centro de la hoja y dejan suficiente espacio para incluir los elementos auxiliares necesarios del mapa.5

5 Los elementos auxiliares incluyen el bloque de título del mapa, las notas, la leyenda, la escala de barras y la flecha norte. Estos elementos se describen en la Sección 18.12.

Si se debe llegar a un compromiso entre la escala del mapa y el tamaño de los elementos auxiliares, es mejor maximizar la escala del mapa y minimizar el tamaño de estos. Los principiantes deben evitar el uso de elementos auxiliares de gran tamaño que ocupen espacio disponible o sobrante, ya que esto afecta el orden y el equilibrio del mapa.

■ 1 8.8 PROCEDIMIENTOS BÁSICOS DE TRAZADO DE MAPAS

El trazado de mapas puede realizarse manualmente o mediante sistemas CADD automatizados. Independientemente del método utilizado, el procedimiento consiste fundamentalmente en trazar puntos individuales. A continuación, se dibujan líneas de un punto a otro para representar las características. Aunque este proceso puede parecer simple en principio, un trabajo preciso requiere habilidad, paciencia y cuidado. Si bien los puntos pueden trazarse utilizando ángulos y distancias, o las líneas pueden escalarse y trazarse directamente, el método más conveniente para trazar puntos y dibujar mapas consiste en trazarlos por coordenadas. El trazado mediante este procedimiento también es compatible con los sistemas modernos de recopilación de datos, es decir, las estaciones totales y las unidades GNS portátiles, ya que estos dispositivos proporcionan coordenadas directamente. Las siguientes subsecciones describen los procedimientos de trazado de coordenadas manuales y CADD.

18.8.1 Trazado manual por coordenadas

Para trazar puntos por coordenadas, la hoja de mapa se traza primero con precisión en una cuadrícula con cuadrados unitarios del tamaño adecuado. Se utilizan comúnmente cuadrados de 2, 4 ó 5 pulgadas, y dependiendo de la escala del mapa, pueden representar 100, 200, 400, 500 o 1000 pies, ó 50, 100, 200 ó 500 m. Las cuadrículas se construyen con un lápiz afilado y duro, y se verifican midiendo cuidadosamente las diagonales. Las líneas de la cuadrícula se etiquetan con valores de coordenadas, lo que garantiza que el rango de coordenadas cubierto en el mapa se adapte a las coordenadas X e Y más extremas que se van a representar.

Inicialmente, se deben determinar las coordenadas de todas las entidades que se van a representar.

Estos puntos se representan trazando sus coordenadas X e Y a partir de las líneas de la cuadrícula reglada. Los errores de representación se pueden detectar comparando las longitudes (y direcciones) escaladas de las líneas con sus valores medidos o calculados. Dado que cada punto se representa de forma independiente, un error en uno no afectará a los demás, y ese punto puede corregirse fácilmente.

Muchos elementos cartográficos, como escalas de barras, leyendas, flechas de norte, etc., se preparan en hojas de mapa independientes. Estos elementos, junto con el mapa, se recortan a sus dimensiones y se ubican manualmente para una presentación óptima. Una vez lograda la disposición deseada, el diseño completo se copia en un soporte más estable, como se explica en la Sección 18.5.

18.8.2 Trazado con CADD

Fundamentalmente, los sistemas CADD trazan puntos y líneas de forma similar a las técnicas de dibujo manual. Sin embargo, en comparación con el dibujo manual de mapas, el mapeo asistido por computadora ofrece ventajas como mayor precisión, velocidad, flexibilidad y menor costo. Las computadoras pueden realizar rápidamente muchas tareas de dibujo que son tediosos y consumen mucho tiempo si se realizan manualmente, por ejemplo, dibujar tipos de líneas y símbolos complejos y aplicar letras. Con los sistemas CADD, la rotulación se reduce a simplemente elegir tamaños y estilos de letra, y a seleccionar y supervisar la ubicación. Dado que estos sistemas a menudo pueden leer archivos de coordenadas, como los de los recopiladores de datos, el proceso de trazado puede automatizarse casi por completo (véase la Sección 17.11). Por ejemplo, muchas características comunes de un mapa, como la escala de barras, la flecha norte, la leyenda y el bloque de título, pueden crearse como bloques e importarse a cualquier mapa con diferentes escalas. Este proceso simplifica todo el proceso de producción de mapas y crea una apariencia estandarizada para una agencia o empresa cartográfica. Además, el entorno digital de un sistema CADD permite una fácil organización de los elementos cartográficos, lo que simplifica el proceso de diseño del mapa y permite seleccionar y modificar fácilmente los colores.

Al preparar los datos topográficos para el dibujo informático, resulta ventajoso desarrollar archivos que agrupen categorías similares de características en capas separadas. Por ejemplo, se pueden crear capas individuales para edificios, vegetación, rutas de transporte, servicios públicos, hidrología, curvas de nivel, etc. Al desarrollar la estructura de datos de esta manera, se pueden generar diversos tipos de mapas a diferentes escalas a partir del mismo archivo de datos topográficos original. Esto resulta especialmente ventajoso en la cartografía para LIS y SIG. Esta función también permite la creación de productos especializados, como los mapas efímeros, es decir, aquellos que se generan únicamente para las condiciones actuales y se redibujan a medida que estas cambian. Ejemplos de este tipo de mapas son los utilizados en la orientación, donde se genera un mapa que muestra la ubicación de un vehículo en un momento determinado y, a medida que el vehículo se mueve, el mapa se redibuja instantáneamente en el monitor para reemplazar su versión anterior.

Para que los archivos de mapas digitales desarrollados durante los procesos de dibujo CADD sean adecuados para su importación a SIG, es importante que todas las entidades cerradas estén físicamente cerradas en los archivos cartográficos. Como se muestra en la Figura 18.3, un error frecuente en la cartografía CADD es no cerrar las polígonaciones que aparecen en pantalla como visualmente cerradas, pero que en realidad no lo están. Dado que los paquetes de software SIG utilizan polígonos para representar entidades, las entidades visualmente cerradas, pero físicamente abiertas, podrían aparecer simplemente como una serie de líneas aleatorias, o incluso considerarse errores en el dibujo al importarlas al paquete SIG.

Figura 18.3

Una entidad visualmente cerrada versus una entidad físicamente cerrada

■ 1 8.9 INTERVALO DE CURVAS DE NIVEL

Como se indica en la Sección 17.5, la elección del intervalo de curvas de nivel que se utilizará en un mapa topográfico depende del uso previsto, la precisión requerida, el tipo de terreno y la escala. Si, según los Estándares Nacionales de Precisión de Mapas (véase la Sección 18.4), las elevaciones pueden interpolarse de un mapa con una precisión de hasta la mitad del intervalo de curvas de nivel, entonces, si las elevaciones tomadas del mapa deben tener una precisión de ±1 pie, se requiere un intervalo máximo de 2 pie. Sin embargo, si sólo se requiere una precisión de 10 pie, un intervalo de curvas de nivel de 20 pie será suficiente.

El tipo de terreno y la escala del mapa se combinan para regular el intervalo de curvas de nivel necesario para producir una densidad (espaciado) adecuada de curvas de nivel. El terreno accidentado requiere un intervalo de curvas de nivel mayor que el de un terreno suavemente ondulado, mientras que el terreno llano requiere uno relativamente pequeño para representar la superficie adecuadamente. Además, si se reduce la escala del mapa, se debe aumentar el intervalo de curvas de nivel. De lo contrario, las líneas se amontonan, confunden al usuario y posiblemente ocultan otros detalles importantes.

Para terrenos promedio, las siguientes escalas de mapa grandes y medianas y relaciones de intervalos de curvas de nivel generalmente proporcionan un espaciado adecuado:

Sistema inglés		Sistema métrico	
Escala (pies/pulgada)	Intervalo de contorno (pies)	Escala	Intervalo de contorno (m)
50	1	1:500	0,5
100	2	1:1000	1
200	5	1:2000	2
500	10	1:5000	5
1000	20	1:10000	10

■ 18.10 TRAZADO DE CURVAS DE NIVEL

Al trazar curvas de nivel, los puntos utilizados para localizarlas se trazan primero en el mapa siguiendo las técnicas descritas en la Sección 18.8. Las curvas de nivel obtenidas mediante el método directo (véase la Sección 17.7.1) se dibujan a través de los puntos trazados. La interpolación entre los puntos trazados es necesaria para el método indirecto (véase la Sección 17.7.2).

La interpolación para encontrar la ubicación de las curvas de nivel entre puntos de elevación conocida puede realizarse de varias maneras:

1. Estimación.

2. Escalando la distancia entre puntos de elevación conocida y localizando los puntos de las curvas de nivel mediante su proporción.

3. Utilizando dispositivos especiales llamados escalas variables, que contienen un resorte graduado. El resorte puede estirarse para que las marcas adecuadas se ubiquen en las elevaciones conocidas.

4. Utilizando un triángulo y una escala, como se indica en la Figura 18.4. Para interpolar la curva de nivel de 420 pies entre el punto A a la altura de 415,2 y el punto B a la altura de 423,6, primero marque 152 en cualquiera de las escalas de ingeniería opuestas a A.

Luego, con un lado del triángulo contra la escala y la esquina de 90° en 236, la escala y el triángulo se giran juntos alrededor de A hasta que la arista perpendicular del triángulo pasa por el punto B. El triángulo se desliza hasta la marca de 200 y se dibuja una línea discontinua que interseca la línea de A a B.

Este es el punto P de la curva de nivel interpolada.

Las curvas de nivel se dibujan sólo para elevaciones divisibles por el intervalo de curvas de nivel. Por lo tanto, para un intervalo de 20 pies, se muestran las elevaciones de 800, 820 y 840, pero no las de 810, 830 y 850. Para mejorar la legibilidad, cada quinta línea (las divisibles por cinco veces el intervalo de curvas de nivel) se vuelve más gruesa. Por lo tanto, para un intervalo de 20 pies, las líneas de 800, 900 y 1000 serían más gruesas.

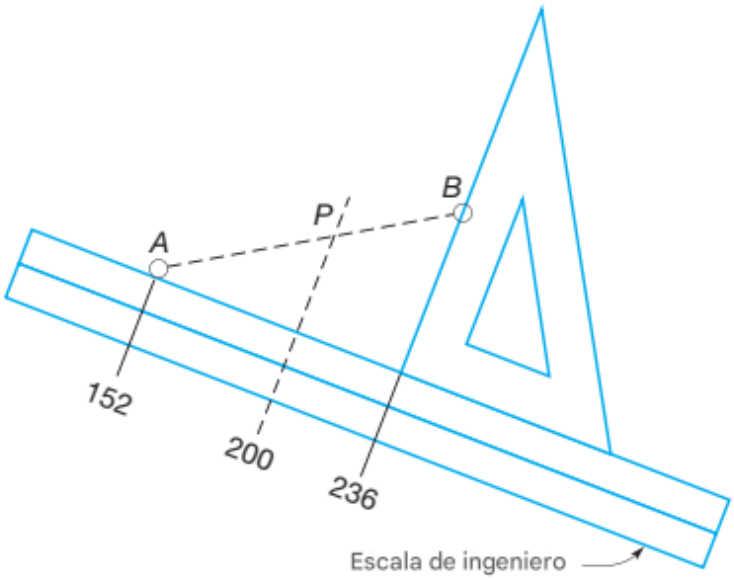


Figura 18.4
Interpolación utilizando la escala de ingeniero y el triángulo

■ 18.11 LETRAS

Una parte importante del contenido de cualquier mapa es su información textual. El título y todos los nombres de elementos, valores de coordenadas, elevaciones de curvas de nivel y otros elementos deben estar claramente identificados. Para producir un dibujo de aspecto profesional que transmita claramente la información deseada, se debe seleccionar un estilo de letras adecuado. Este estilo debe usarse de forma uniforme en todo el mapa, pero el tamaño debe variar según la importancia de cada elemento identificado.

No se deben usar letras demasiado grandes o en negrita, pero deben ser lo suficientemente grandes como para que se puedan leer sin dificultad.

Las letras deben colocarse cuidadosamente de modo que se asocien claramente con el elemento que identifican y que no interfieran con otros elementos representados. Normalmente, se obtiene un mejor equilibrio si los nombres se centran en los objetos identificados. Además, tanto la apariencia como la claridad se mejoran generalmente alineando las letras paralelamente con los objetos lineales que discurren oblicuamente, como se ha hecho con las longitudes de las poligonaciones y los rumbos de la Figura 18.2. Para facilitar la lectura del mapa, las letras deben colocarse de forma que el mapa pueda leerse desde la parte inferior o desde su lado derecho. El texto debe tener prioridad sobre las líneas. Si es necesario, las líneas deben discontinuarse donde se coloca el texto, ya que esto mejora la claridad. Un ejemplo de esto es el etiquetado de curvas de nivel, donde las líneas se discontinúan preferiblemente y la elevación de la curva de nivel se inserta en el corte. Es mejor seleccionar secciones rectas o casi rectas de curvas de nivel para el etiquetado. Las curvas de nivel no deben etiquetarse alrededor de curvas cerradas, ya que esto eliminará información topográfica valiosa expresada por las curvas de nivel.

Al dibujar manualmente un mapa a partir de un manuscrito, el texto debe rotularse antes del trazo, y durante el dibujo, las líneas pueden romperse donde se encuentre texto. Al utilizar técnicas de dibujo automatizadas, los manuscritos deben examinarse cuidadosamente para asegurarse de que el texto y las líneas no se sobrescriban y cualquier sobrescritura observada debe corregirse.

Debido a la importancia de las letras para la apariencia general y la utilidad de un mapa, incluso cuando el dibujo se realiza manualmente, el texto rara vez se escribe a mano.

En su lugar, se suelen utilizar dispositivos mecánicos de rotulación que producen tamaños y estilos uniformes de letras entintadas, o máquinas especiales que imprimen letras en cinta adhesiva transparente. Con este último dispositivo, se dispone de una variedad de fuentes y tamaños. Una vez impresas las letras, se pegan en el mapa, pero se pueden levantar y mover posteriormente si es necesario.

En la cartografía asistida por computadora, la rotulación se simplifica enormemente. Hay una amplia selección de fuentes y tamaños disponibles, y las letras se pueden colocar, alinear, rotar y mover fácilmente. Sin embargo, para garantizar un producto final de buena calidad, se deben seguir las mismas reglas mencionadas anteriormente para la rotulación manual al usar CADD. Un error común en CADD es usar demasiadas fuentes.

■ 18.12 ELEMENTOS CARTOGRÁFICOS

Las notas, leyendas, escalas de barras, flechas meridianas y bloques de título son elementos cartográficos esenciales incluidos en los mapas. Las notas cubren características especiales que pertenecen específicamente a un mapa en particular. A continuación, se presentan algunos ejemplos:

Todas las direcciones son geodésicas (o magnéticas, de cuadrícula o de número de registro/escritura).

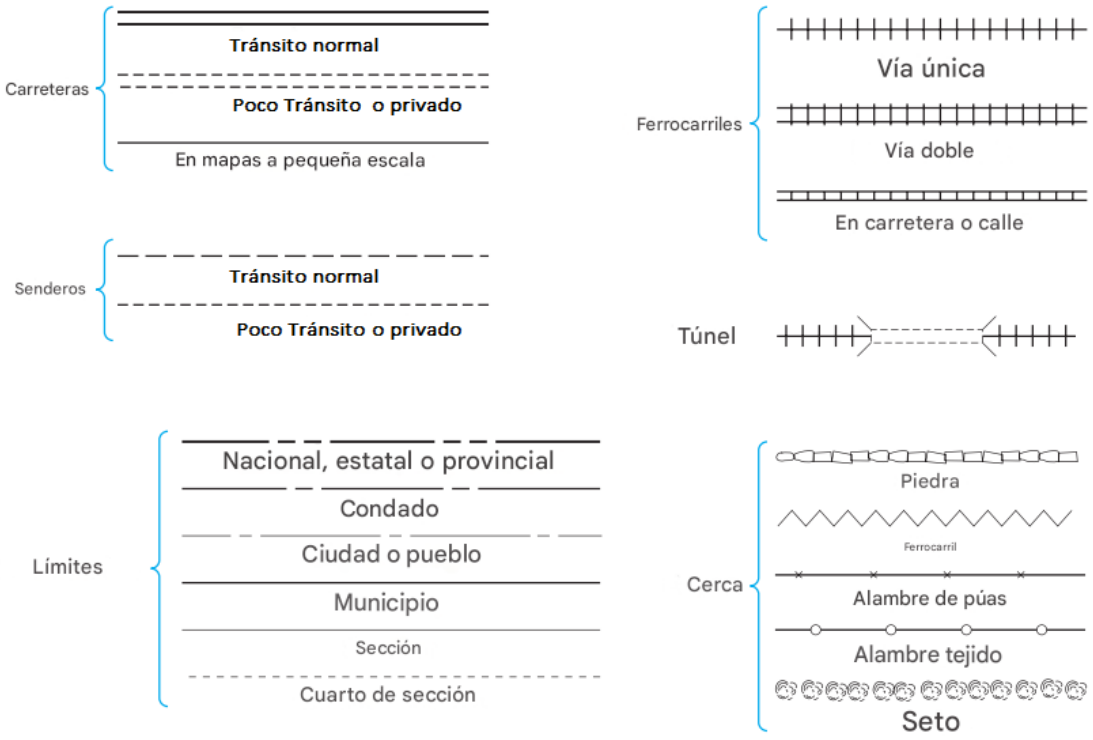
Las coordenadas se basan en las coordenadas del plano estatal de la zona norte de Pensilvania NAD83.

El datum para las elevaciones es el NAVD88.

El área calculada es de X acres (o hectáreas).

Las notas deben estar en un lugar destacado donde se puedan ver con seguridad incluso con un examen superficial del mapa. La mejor ubicación es cerca del bloque de título.

Se recomienda esto porque el usuario de un mapa encontrará e identificará una parcela específica por su título y, presumiblemente, también revisará las notas especiales junto al título antes de examinar el dibujo. Los símbolos cartográficos y los diferentes tipos de líneas se utilizan comúnmente para representar y mostrar diferentes características topográficas en los mapas, y las leyendas se emplean para explicar su significado. La Figura 18.5 muestra algunos de los cientos de símbolos y tipos de líneas empleados en la cartografía topográfica. Los símbolos que se muestran en la leyenda deben ser réplicas de los utilizados en el mapa. En un entorno CADD, suele ser conveniente copiar el elemento a la leyenda desde el mapa y reducir su escala para que coincida con el tamaño de la fuente. A menudo, los símbolos de leyenda se crean como bloques en CADD y se recuperan para su uso posterior tanto en el mapa como en la leyenda. Cualquier símbolo que no sea autoexplicativo debe aparecer en la leyenda. A menudo, la leyenda puede utilizarse para equilibrar otros elementos del mapa. En ocasiones, especialmente si hay un número inusualmente grande de elementos en la leyenda, es mejor crear una hoja de leyenda independiente para el mapa.



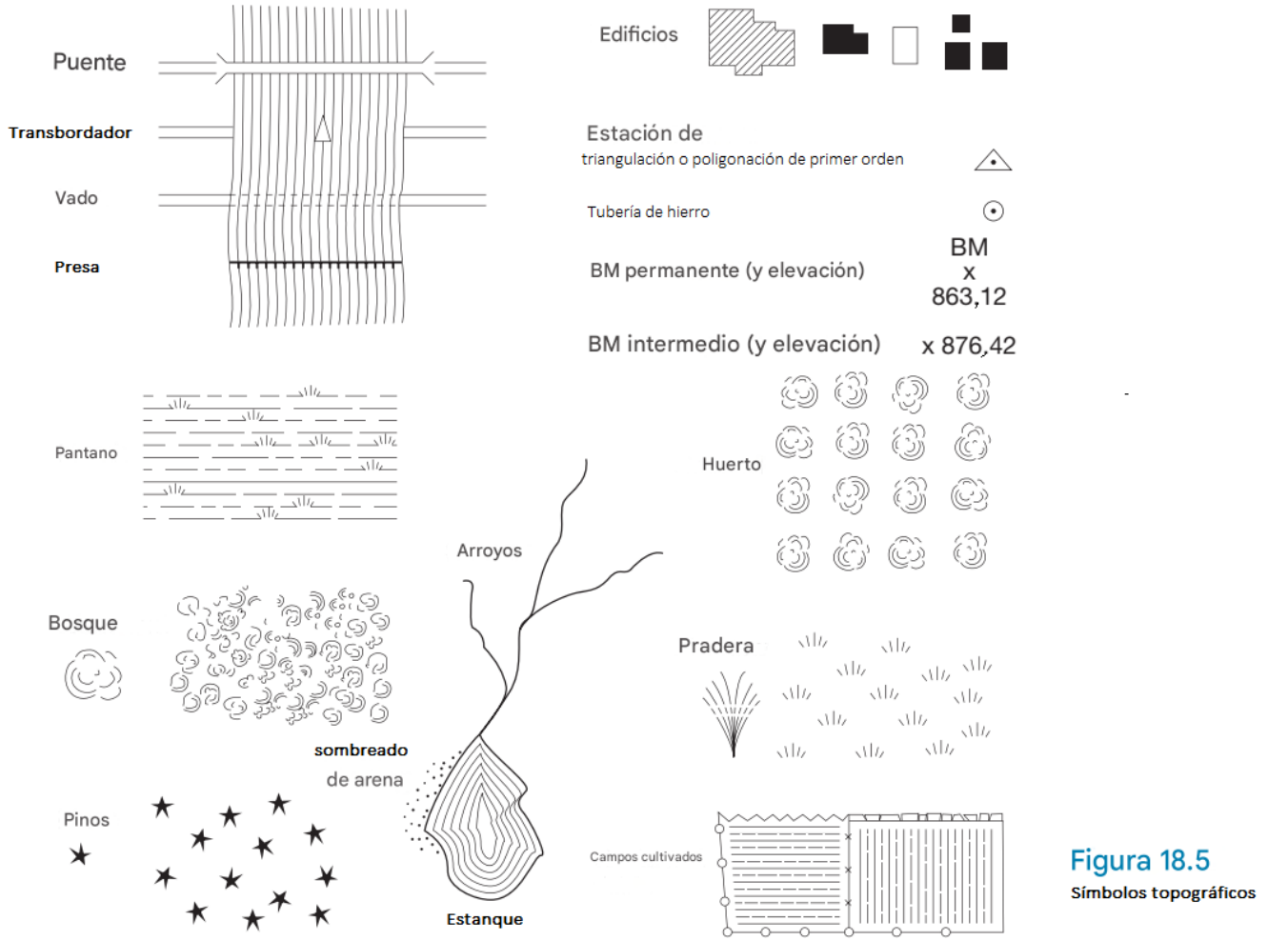


Figura 18.5
Símbolos topográficos

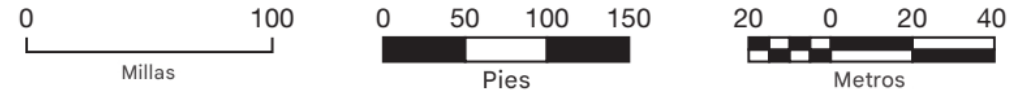


Figura 18.6
Escalas gráficas típicas en la cartografía

La escala del mapa debe presentarse preferiblemente como una fracción representativa y un elemento gráfico. Algunos ejemplos típicos de escalas gráficas se muestran en la Figura 18.6. Tenga en cuenta que las unidades están asociadas con cada escala. Si una hoja de mapa se amplía o reduce en un proceso de reproducción, la escala gráfica cambiará en consecuencia y, por lo tanto, la escala original del mapa se conservará en la reproducción. Al diseñar una escala de barra, es importante mantener una barra estrecha. Si la barra se vuelve demasiado ancha, atraerá una atención indebida. Todo mapa debe mostrar una flecha de meridiano para fines de orientación. Sin embargo, la flecha no debe ser tan grande o elaborada que se convierta en el punto focal de una hoja. Se puede mostrar el norte geodésico, de cuadrícula o magnético (o los tres). A menudo, la flecha del meridiano verdadero se identifica por una punta completa y una pluma completa; y una flecha de cuadrícula y/o magnética por media punta y media pluma. La media punta y la media pluma se colocan en el lado opuesto a la flecha del norte verdadero para evitar que la toquen. La identidad del meridiano de referencia utilizado debe anotarse encima o debajo de la flecha en el texto para definir el sistema de referencia. Cuando se muestran las direcciones magnéticas, debe indicarse en el mapa la declinación en el momento del levantamiento. Si se utiliza un meridiano de cuadrícula, se debe referenciar dicho sistema. Si se utiliza un meridiano hipotético, debe proporcionarse información que permita al lector recrearlo en el campo. El bloque de título debe indicar el tipo de mapa, el nombre de la propiedad o proyecto y su propietario o usuario, la ubicación o área, la fecha de finalización, la escala, la distancia entre curvas de nivel, los sistemas de referencia horizontal y vertical (datum) utilizados y, para levantamientos de propiedades, el nombre del topógrafo con su número de licencia. Se pueden requerir datos adicionales en mapas para fines especiales. El bloque de título puede colocarse donde mejor se ajuste a la situación, pero siempre debe mantenerse fuera del área temática. La búsqueda de un mapa específico en un conjunto de mapas encuadernados o en una pila de dibujos sueltos se facilita si todos los títulos están en la misma ubicación. Dado que las hojas normalmente se archivan planas, se encuadernan por el borde izquierdo o se

cuelgan desde arriba, la esquina inferior derecha es la posición más conveniente. Las letras dentro del bloque de título deben ser sencillas, no recargadas, y su tamaño debe ajustarse al de la hoja del mapa. Se debe enfatizar las partes más importantes del bloque de título aumentando el tamaño de las letras o utilizando mayúsculas. Es necesaria una simetría perfecta del contorno respecto a una línea central vertical, ya que el ojo tiende a exagerar cualquier defecto. En la Figura 18.7 se muestra un ejemplo de bloque de título.

Figura 18.7
Disposición del título

Ninguna parte de un mapa refleja mejor la capacidad artística del compilador que un bloque de título ordenado y bien organizado. Hoy en día, muchas empresas y organismos gubernamentales utilizan hojas con formularios de título preimpresos para rellenar con datos individuales del trabajo, o con sistemas CADD, los bloques de título estándar se almacenan, recuperan y modifican según corresponda para cada nuevo proyecto.

■ 18.13 MATERIALES DE DIBUJO

La película de poliéster y los papeles de calco y dibujo son los materiales comúnmente utilizados para preparar mapas en oficinas de topografía e ingeniería. Los poliésteres como el Mylar son, con mucho, los más utilizados porque son dimensionalmente estables y también son fuertes, duraderos e impermeables. Además, aceptan lápiz, tinta y artículos adhesivos, y resisten el borrado, por lo que son ideales para el dibujo manual. Los papeles de calco están disponibles en una variedad de grados, y los buenos también son estables, aceptan lápiz, tinta y artículos adhesivos, y resisten algo de borrado. Tanto el Mylar como el papel de calco son transparentes, por lo que se pueden hacer planos con ellos. Se utilizan papeles de diferentes tipos y grados para imprimir mapas hechos con sistemas CADD. Cuando se utiliza CADD, la calidad del papel se puede relajar un poco porque no será necesario borrar, pegar letras, etc. Si se deben extraer mediciones precisas de los mapas, entonces se debe utilizar material con buena estabilidad dimensional.

■ 18.14 SISTEMAS DE CARTOGRAFÍA AUTOMATIZADA Y DIBUJO ASISTIDO POR COMPUTADORA

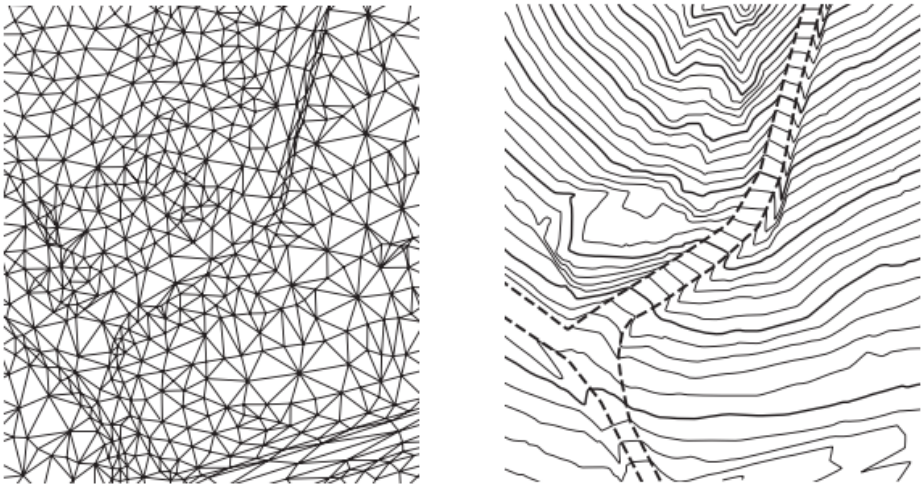
Las computadoras digitales han tenido un profundo impacto en todos los ámbitos de la vida, y la topografía y la cartografía no son la excepción. La cartografía automatizada (AM) y los sistemas de dibujo y diseño asistidos por computadora (CADD) se han vuelto comunes en las oficinas de topografía e ingeniería de todo el mundo. Los sistemas CADD genéricos, desarrollados para trabajos generales de dibujo e ingeniería, se utilizan ampliamente para el dibujo de mapas. Además, se han diseñado sistemas AM especiales específicamente para trabajos de topografía, cartografía y SIG. El hardware necesario para los sistemas AM y CADD varía, pero como mínimo incluye una computadora con disco duro, al menos una unidad de disco y un monitor de alta resolución; un dispositivo de entrada como un digitalizador o un ratón; y un dispositivo de trazado. El componente más importante de cualquier sistema CADD es su software. Este permite al operador interactuar con la computadora y activar las diversas funciones del sistema. Los sistemas CADD permiten a los operadores diseñar y dibujar mapas manuscritos en tiempo real utilizando la computadora. Se puede examinar una visualización del manuscrito en el monitor mientras se compila, y se pueden realizar adiciones, eliminaciones o cambios según sea necesario. Se pueden agregar o eliminar líneas, o modificar sus estilos; modificar la ubicación de símbolos y letras; y variar el tamaño y el estilo de las letras. Se pueden seleccionar partes del dibujo y moverlas a otras áreas para simular una operación de "cortar y pegar", lo cual resulta útil para el

diseño de subdivisiones o la ubicación de símbolos frecuentes. Una función de zoom permite realizar tareas más complejas o partes abarrotadas del manuscrito para ser ampliadas para una mejor visualización. Al final, se puede verificar la integridad y precisión del mapa, y cuando el operador está satisfecho de que se cumplen todos los requisitos y el diseño es óptimo, se traza el producto final. La entrada requerida a una computadora para el mapeo automatizado incluye un conjunto de instrucciones de mapeo específicas y un archivo de ubicaciones de puntos y elevaciones. Las instrucciones incluirán la escala del mapa, el intervalo de contorno, los estilos de línea, los tamaños y estilos de letras, los símbolos y otros elementos de información. Las ubicaciones de los puntos generalmente se ingresan como un archivo de coordenadas X, Y, Z, pero se pueden ingresar datos de ángulos y distancias y calcular las coordenadas. Se han desarrollado sistemas CADD especiales para mapeo con datos recopilados por instrumentos de estación total y receptores GNSS. Como se explica en la Sección 17.8, la mayoría de los sistemas de mapeo automatizado dibujan contornos después de construir un modelo de red irregular triangulada (TIN). Estas son redes de triángulos no superpuestos, que representan las facetas individuales del terreno. La computadora interpola los cruces de curvas de nivel a lo largo de los bordes de los triángulos y luego dibuja las curvas de nivel. En la Figura 18.8(a) se ilustra una parte de un modelo TIN de un proyecto cartográfico real, y las curvas de nivel construidas a partir de él se muestran en la Figura 18.8(b). Para comprender el proceso de construcción automática de una curva de nivel utilizando una TIN, imagine que se traza la curva de nivel de la TIN mostrada en la Figura 18.9. Para comenzar el procedimiento, se selecciona aleatoriamente una línea en el borde de la TIN para trazarla; en este caso, se ha elegido la línea 1. Suponga que las coordenadas X, Y y Z de los puntos finales de la línea 1 son (5401,08; 4369,79; 865,40) y (5434,90; 4456,90; 868,30), respectivamente, y que se dibujará la curva de nivel de 868. A partir de los valores de las coordenadas X e Y, y aplicando las ecuaciones (10.11) y (10.12), la longitud y el acimut de la línea 1 son 93,45 pies y 21°13'06'', respectivamente. Asimismo, a partir de las coordenadas Z, la diferencia de elevación es (868,30 — 865,40) = 2,9 pies. La diferencia de elevación desde el primer punto final de la línea 1 hasta la curva de nivel de 868 es (868,00 – 865,40) = 2,6 pies. Ahora se pueden formar las siguientes razones equivalentes:

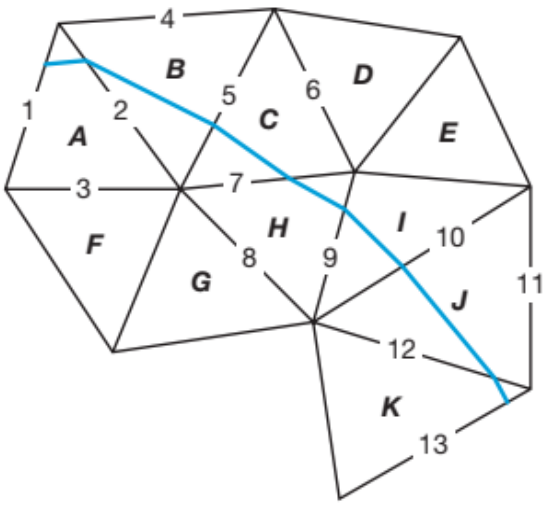
$$\frac{2,6}{2,9} = \frac{\Delta L}{93,45}$$

$$\Delta L = 93,45 \times \frac{2,6}{2,9} = 83.78 \text{ pies}$$

Figura 18.8
(a) Modelo de red irregular triangulada (TIN) derivado del modelo digital de elevación.
(b) Curvas de nivel derivadas mediante un sistema de mapeo automatizado a partir del modelo TIN de (a). Nótese que los bordes de la carretera se definieron mediante líneas de quiebre en (a). (Cortesía del Departamento de Transporte de Wisconsin).



(a) (b)



A - Las letras en negrita indican triángulos.
1 - Los números indican aristas.

Figura 18.9
Ejemplo de contorneado automatizado TIN.

Este cálculo indica que la distancia (AL) desde el primer punto final de la línea hasta la curva de nivel de 868 pies es de 83,78 pies. Utilizando el acimut derivado previamente para la línea 1 y la ecuación (10.7), los valores de las coordenadas X, Y y Z para la intersección de la línea 1 y la curva de nivel de 868 son (5431,40; 4447,89; 868,0), respectivamente. Este es el punto inicial de la curva de nivel de 868 pies. Ahora, un algoritmo de búsqueda comprueba las elevaciones de los puntos finales de las líneas 2 y 3 (los otros dos lados del triángulo A) para la continuación de la curva de nivel de 868. Una vez que determina que la línea 2 contiene la continuación de la línea, vuelve a utilizar el mismo procedimiento de interpolación lineal para determinar las coordenadas de la intersección del contorno 868 con la línea 2 y dibuja la línea de contorno desde la línea 1 a la 2. El contorno ahora está listo para entrar en el triángulo B. Procede a comprobar las elevaciones de los puntos finales de las líneas 4 y 5, y determina que el contorno 868 se interseca con la línea 5. Luego, vuelve a utilizar la interpolación lineal para determinar los valores de las coordenadas para la intersección y continúa con el dibujo del contorno 868 hasta la línea 5. Continúa dibujando segmentos de línea recta para el contorno 868 a medida que pasa por cada triángulo hasta que finalmente sale del triángulo K en la línea 13. De lo anterior, se puede ver que este algoritmo es repetitivo e ideal para la solución por computadora. Los contornos compilados automáticamente deben editarse cuidadosamente para que sean correctos. En ciertas áreas, puede ser necesario añadir o modificar líneas de quiebre (véase la Sección 17.8) para obtener la representación correcta del terreno. A menudo se produce una interpolación incorrecta en los bordes exteriores de las áreas con contornos automáticos, por lo que estas áreas requieren un procesamiento especial y datos de campo adicionales. Por lo tanto, es recomendable extender el levantamiento de campo un poco más allá del área de interés y recortar los bordes del mapa. Una vez dibujados todos los contornos como segmentos de línea recta, el software utiliza un algoritmo de suavizado para redondear las esquinas creadas en cada intersección. El operador generalmente puede controlar la cantidad de suavizado con una sola entrada llamada factor de suavizado. Cuanto mayor sea el factor de suavizado seleccionado por el usuario, más suaves serán las intersecciones, pero más se alejarán los contornos de sus valores calculados. Por lo tanto, el operador debe elegir un valor para el factor de suavizado con cuidado para asegurarse de que las líneas no se desvíen excesivamente de sus posiciones originales. Con la información del terreno almacenada en la computadora en forma de modelos TIN, los perfiles y las secciones transversales a lo largo de las líneas seleccionadas se pueden derivar automáticamente y trazar si se desea. Al incluir líneas de nivel y plantillas de diseño, se pueden realizar cálculos de movimiento de tierras y derivar automáticamente la información de replanteo para proyectos como carreteras, ferrocarriles y canales. Un TIN es un modelo digital del terreno (MDT), que también se denomina comúnmente modelo digital de elevación (MDE), de la superficie terrestre. Un MDT muestra sólo las características topográficas de la tierra y está desprovisto de vegetación o estructuras que se encuentren en la superficie. Un MDT se puede crear con un TIN o ubicando elevaciones puntuales en una cuadrícula, aunque la primera opción es más frecuente en la práctica. Un MDT es compatible con proyectos de control de maquinaria (véase la Sección 15.9), modelado de inundaciones, diseño de carreteras (véanse los Capítulos 24 y 25), así como otros proyectos de construcción (véase el Capítulo 23). La Figura 18.10 muestra un MDT de un trazado de carretera en una vista en perspectiva tridimensional. La cuadrícula de perspectiva tridimensional es una forma alternativa de representación del terreno. También puede generarse por computadora a partir de modelos TIN. El ejemplo que se muestra en la Figura 18.10 ilustra su importante ventaja: proporciona una impresión de relieve muy vívida. La Figura

18.11 muestra una estación de trabajo CADD. Un operador controla el sistema introduciendo información en el teclado o seleccionando instrucciones de un panel de comandos (menú) con un cursor. La Figura 18.12 es una parte de un mapa topográfico para un proyecto de diseño de ingeniería creado con un sistema CADD, y la Figura 18.13 es un plano de subdivisión, también diseñado y dibujado utilizando CADD.

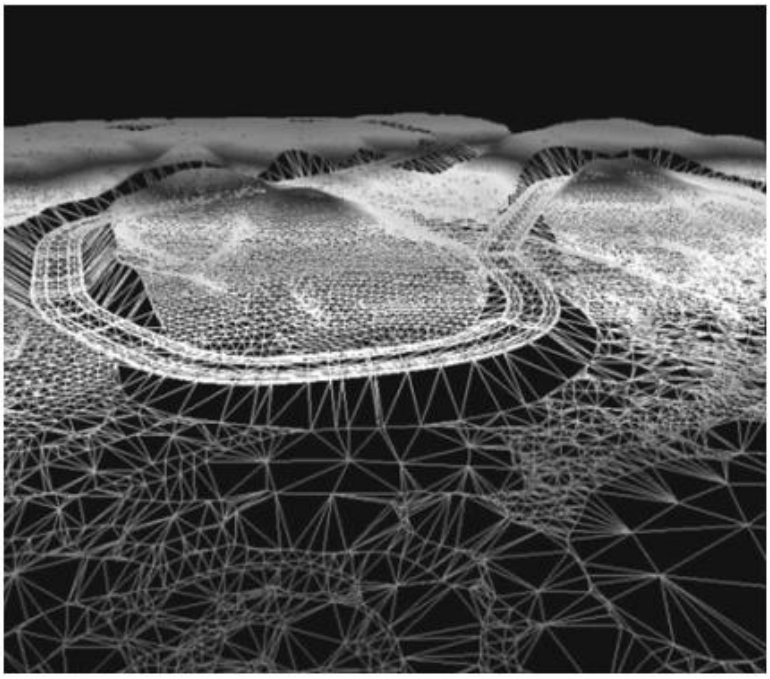


Figura 18.10
Cuadrícula de perspectiva tridimensional. (Cortesía de Ashtech, LLC.)

Figura 18.11
Estación de trabajo de diseño y dibujo asistido por computadora (CADD). (Cortesía de Tom Pantages).

El plano de condominios que se muestra en la Figura 21.5 es otro ejemplo de un producto diseñado y dibujado con CADD. El uso de sistemas CADD en el diseño y dibujo de mapas ofrece numerosas ventajas. Una de las principales es la mayor velocidad en la finalización de proyectos. Otras incluyen la reducción o eliminación de errores, una mayor precisión y la preparación de un producto final consistentemente más uniforme. Con los mapas completos almacenados en formato digital, se pueden reproducir copias rápidamente en cualquier momento y realizar revisiones fácilmente. Los datos cartográficos compilados mediante sistemas CADD se pueden almacenar en un banco de datos, con diferentes códigos numéricos para cada uno de los diversos tipos de características. Se pueden recuperar posteriormente para su trazado en su totalidad o en las denominadas capas o partes, para mapas con fines específicos. Por ejemplo, un ingeniero municipal puede estar interesado únicamente en un mapa que muestre las carreteras y los servicios públicos, mientras que el tasador puede querer sólo los límites de la propiedad y los edificios. Este concepto de mapas en capas es fundamental para los sistemas de información territorial y geográfica (véase el Capítulo 28). Otra ventaja significativa de producir mapas en formato digital es que se pueden transmitir electrónicamente de una oficina a otras en ubicaciones remotas. A modo de ejemplo, el Departamento de Transporte de Wisconsin produce

mapas digitales fotogramétricamente para el diseño de carreteras en su oficina central de Madison. Mediante un módem de datos o Internet, estos mapas pueden transmitirse instantáneamente a cualquiera de las nueve oficinas de distrito ubicadas en todo el estado, donde están disponibles de inmediato para los ingenieros para el diseño asistido por computadora, o se pueden imprimir copias impresas. A pesar de las numerosas mejoras realizadas en los sistemas de cartografía automatizada, aún existe la posibilidad de que se produzcan errores. Por esta razón, es recomendable que el jefe del equipo de campo, familiarizado con el área, revise los mapas completos. Los diferentes sistemas MA y CADD tienen diferentes capacidades individuales. Los libros y folletos disponibles de los fabricantes ofrecen descripciones detalladas.

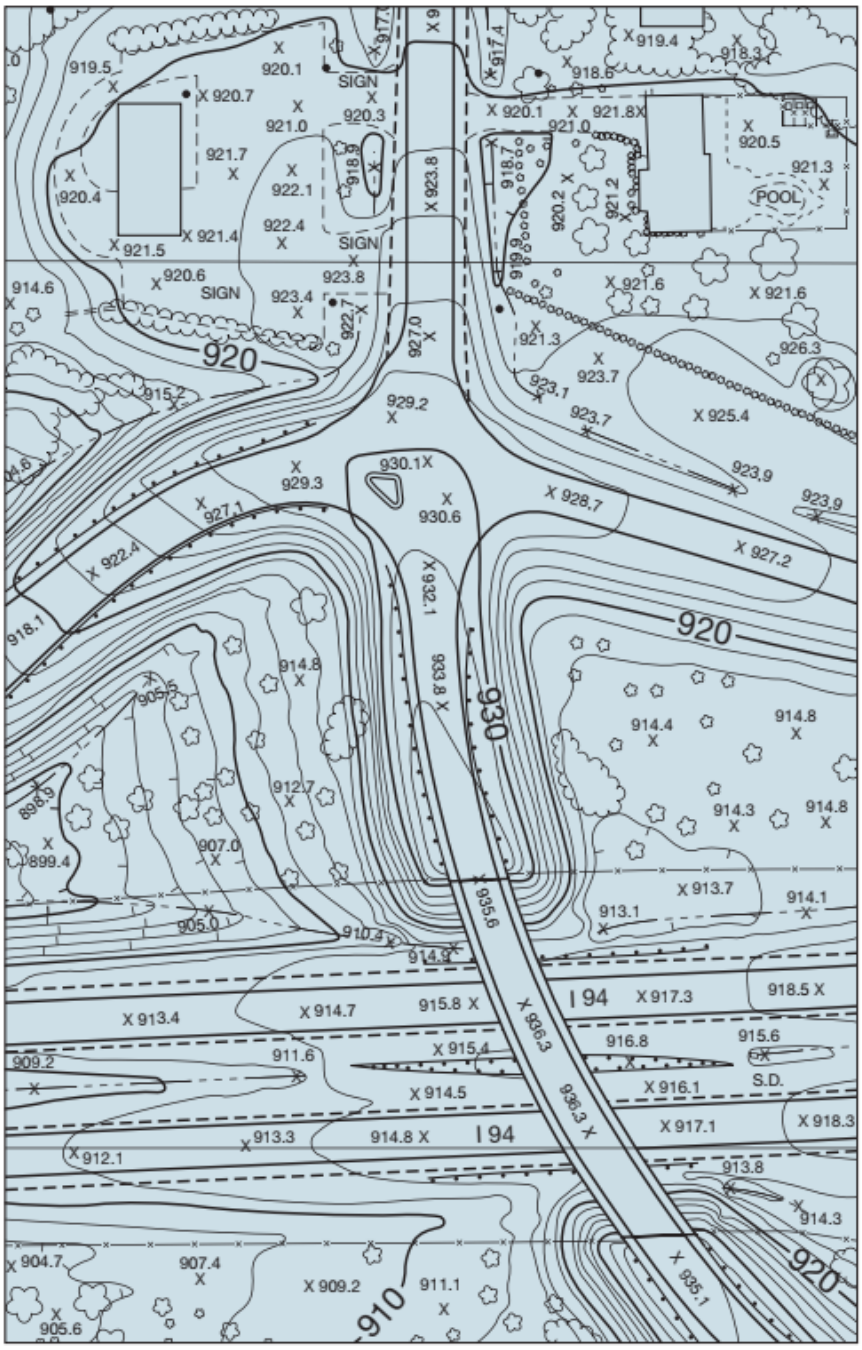
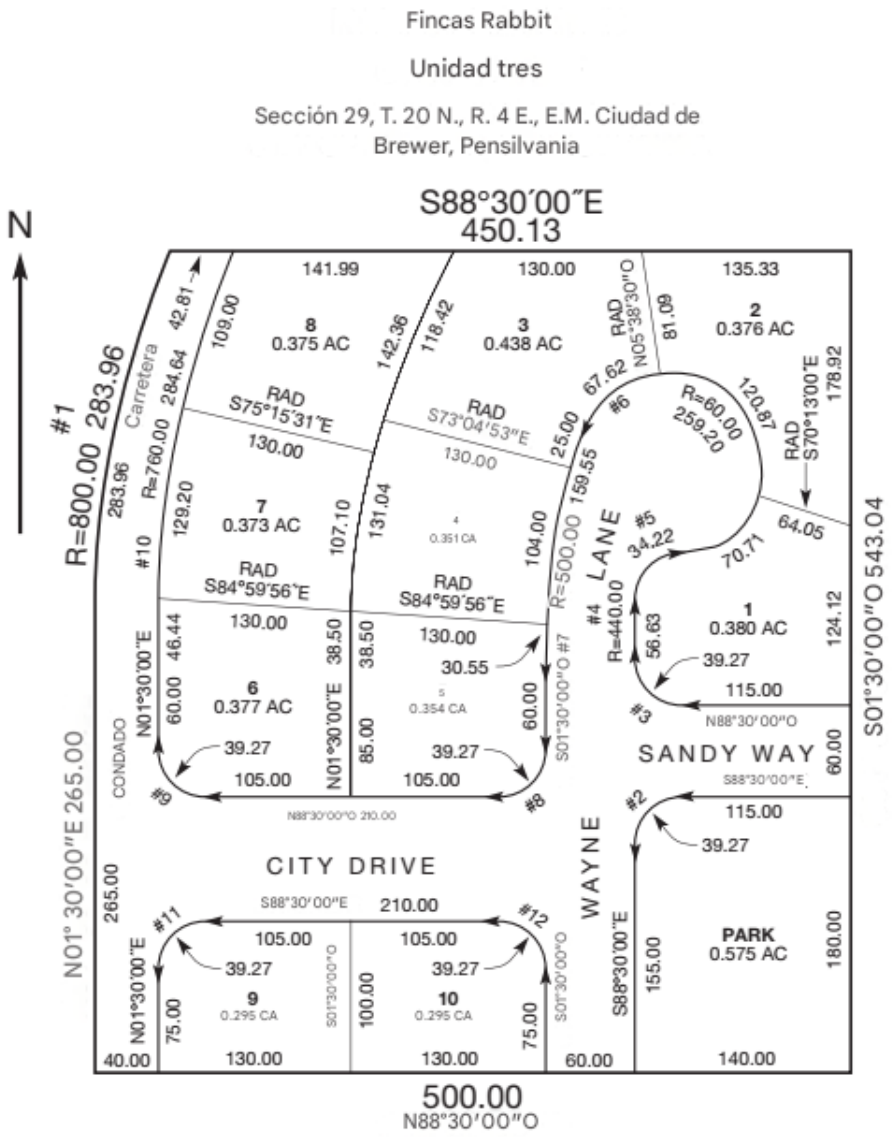


Figura 18.12
Mapa de diseño de ingeniería elaborado con el sistema CADD. (Cortesía del Departamento de Transporte de Wisconsin).



NÚMERO	RADIO	ARCO	DELTA	TANGENTE	CUERDA	DIRECCIÓN DE LA CUERDA
1	800.00	283.96	020° 20′ 14″	143.49	282.47	N11° 40′ 07″E
2	25.00	39.27	090° 00′ 00″	25.00	35.36	N46° 30′ 00″E
3	25.00	39.27	090° 00′ 00″	25.00	35.36	N43°30′00″O
4	440.00	56.63	007° 22′ 26″	28.35	56.59	N05° 11′ 13″E
5	25.00	34.22	078° 25′ 48″	20.40	31.61	N48° 05′ 20″E
6	60.00	259.20	247° 31′ 14″	- - -	99.76	N36°27′29″O
7	500.00	159.55	018° 17′ 00″	80.46	158.88	S10°38′30″O
8	25.00	39.27	090° 00′ 00″	25.00	35.36	S46°30′00″O
9	25.00	39.27	090° 00′ 00″	25.00	35.36	N43°30′00″O
10	760.00	284.64	021° 27′ 32″	144.01	282.98	N12° 13′ 46″E
11	25.00	39.27	090° 00′ 00″	25.00	35.36	N46° 30′ 00″E
12	25.00	39.27	090° 00′ 00″	25.00	35.36	S43° 30′ 00″E
13	630.00	287.96	026° 11′ 19″	146.54	285.46	N14° 35′ 40″E

Figura 18.13
Mapa compilado y subdividido automáticamente por un trazador computarizado. (Cortesía de Technical Advisors, Inc.)

■ 18.1 5 IMPACTOS DE LOS SISTEMAS MODERNOS DE INFORMACIÓN TERRESTRE Y GEOGRÁFICA EN LA CARTOGRAFÍA

Los sistemas de información territorial (LIS), los sistemas de información geográfica (SIG) y los sistemas automatizados de cartografía y gestión de instalaciones (AM/FM) requieren enormes cantidades de datos territoriales relacionados con la posición. A partir de esta información, se pueden crear y analizar mapas y otras visualizaciones gráficas para fines específicos. Por ejemplo, un LIS o SIG típico puede incluir datos de atributos como límites políticos, propiedad de la tierra, topografía, uso de la tierra, tipos de suelo, recursos naturales, rutas de transporte, servicios públicos y muchos otros. A partir de la información almacenada, un usuario puede mostrar un mapa de cada categoría de atributo (o capa) en una pantalla, o se pueden fusionar varias capas de datos para producir mapas combinados. Este concepto de fusión o superposición, que se analiza en el capítulo 28, facilita enormemente el análisis de datos y ayuda significativamente en la gestión y la toma de decisiones. Si se desean mapas impresos de cualquier capa o combinación seleccionada, se pueden producir rápidamente utilizando equipo de dibujo automatizado.

Los datos de atributos de la tierra relacionados con la posición necesarios para los LIS y los SIG se pueden recopilar de diversas fuentes e ingresar en la computadora. Estas fuentes incluyen estudios de campo (consulte el Capítulo 17), fotografías aéreas (consulte el Capítulo 27) y mapas existentes. Los instrumentos topográficos modernos, como los instrumentos de estación total, las unidades receptoras de satélite y los trazadores fotogramétricos digitales, pueden producir enormes cantidades de datos digitales del terreno en forma de coordenadas X, Y, Z de manera rápida y económica. Los escáneres raster (consulte la Sección 28.7.4) pueden escanear sistemáticamente mapas existentes y otros documentos impresos línea por línea y convertir la información a forma numérica. Se espera que los procesos de recopilación y digitalización de datos para respaldar los LIS y los SIG entreguen una gran cantidad de datos a los topógrafos (ingenieros geomáticos) durante muchos años.

■ 18.16 FUENTES DE ERROR EN LA CARTOGRAFÍA

Las fuentes de error en la cartografía incluyen:

1. Errores en los datos utilizados en el trazado.

2. Errores en las escalas utilizadas para trazar longitudes y valores de coordenadas.

3. Errores al trazar cuadrículas para trazar por coordenadas.

4. Usar un lápiz blando o uno con punta roma para trazar.

5. Variaciones en las dimensiones de las hojas de mapas debido a la temperatura y la humedad.

■ 18.17 ERRORES EN LA CARTOGRAFÍA

Algunos errores comunes en la cartografía son:

1. Seleccionar una escala o un intervalo de contorno inadecuados para el mapa.

2. No comprobar las cuadrículas midiendo diagonales y no comprobar los puntos trazados a partir de coordenadas midiendo distancias entre ellos.

3. Usar el borde incorrecto de la escala de un ingeniero.

4. Hacer que la flecha del norte sea demasiado grande o demasiado compleja.

5. No identificar el meridiano de referencia, es decir, geodésico, cuadrícula, magnético, etc.

6. Omitir la escala o las notas necesarias.

7. No equilibrar la hoja haciendo un boceto preliminar.

8. Elaborar el mapa en un soporte de baja calidad.

9. No darse cuenta de que los errores también se magnifican al ampliar los mapas electrónicamente o fotográficamente.

10. Operar sistemas AM y CADD sin la capacitación previa suficiente.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas cuyas respuestas parciales se dan en el Apéndice G.

18.1 Indique los términos a los que se aplican las siglas TIN, DTM y DEM.

18.2* En un mapa dibujado a escala 1:6000, un punto tiene un error de trazado de 1/30 de pulgada. ¿Cuál es el error de terreno equivalente en unidades de pies?

18.3 ¿Cuál es la escala de la hoja de mapa cuadrángulo de 7 1/2 min del USGS?

18.4 ¿Qué elementos de diseño deben considerarse al diseñar un mapa?

18.5 ¿Por qué la escala se representa gráficamente en un mapa?

18.6 ¿Por qué deben romperse las curvas de nivel donde se etiqueta?

18.7 Explique por qué un mapa diseñado para una audiencia de la junta de planificación puede no ser igual a uno diseñado para un ingeniero.

18.8 ¿Cuál es el contenido de los MDT?

18.9 Enumere las ventajas de compilar mapas utilizando software de campo a acabado.

18.10* Para un intervalo de curvas de nivel de 20 pies, ¿cuál es el mayor error de elevación esperado de cualquier punto definido leído en un mapa si cumple con los Estándares Nacionales de Precisión de Mapas?

18.11 Se está cartografiando un área cuya elevación varía de 463 a 634 pies. ¿Qué intervalos de curvas de nivel se dibujarán si se utiliza un intervalo de 20 pies? ¿Qué líneas se enfatizan?

18.12 Similar al problema 18.11, excepto que las elevaciones varían de 37 a 165 m y se utiliza un intervalo de 10 m.

18.13 ¿Cuáles dos preguntas deben responderse antes de diseñar un mapa?

18.14 Describa cómo se puede mejorar la claridad mediante el uso de fuentes.

18.15* ¿Cuál es el mayor error aceptable en la posición para el 90% de los puntos bien definidos en un mapa con una escala de 1:24000 que cumple con los estándares nacionales de precisión cartográfica?

18.16 Analice el equilibrio que se logra en un mapa.

18.17 Analice por qué a veces se utilizan recuadros en los mapas.

18.18* Si un mapa debe tener un recuadro de 1 pulgada, Frontera, ¿cuál es la escala nominal más grande que se puede usar para un área temática con dimensiones de 604 y 980 pies en un papel de 24 x 36 pulgadas?

18.19 Similar al problema 18.18, excepto que las dimensiones del área temática son 653 y 475 pies.

18.20 Dibuje curvas de nivel de 2 pies para los datos de la Lámina B.2 del Apéndice B.

18.21 Si el 90% de todas las elevaciones en un mapa deben interpolarse al ±2 pies más cercano, ¿qué intervalo de curvas de nivel es necesario según los Estándares Nacionales de Precisión de Mapas? Explique.

18.22 Si un área con una pendiente promedio del 4% se mapea utilizando una escala de 1:1000 y un intervalo de curvas de nivel de 0,5 m, ¿a qué distancia estarán las curvas de nivel en el mapa?

18.23 Similar al Problema 18.22, excepto que la pendiente promedio es del 6%, la escala del mapa es de 300 pies/pulgada y el intervalo entre curvas de nivel es de 10 pies.

18.24* Similar al Problema 18.22, excepto que la pendiente promedio es del 5%, la escala del mapa es de 1:500 y el intervalo entre curvas de nivel es de 0,5 m.

18.25* Las coordenadas tridimensionales (X, Y, Z) en metros de los vértices A, B y C en la Figura 18.14 son (5412,456; 4480,621; 248,147), (5463,427; 4459,660; 253,121) y (5456,081; 4514,382; 236,193), respectivamente. ¿Cuáles son las coordenadas de la intersección de la curva de nivel de 248 m con el lado AB? ¿Y con el lado BC?

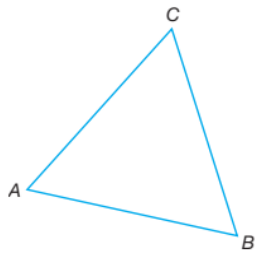


Figura 18.25 a 18.27

18.26 Las coordenadas tridimensionales (X, Y, Z) en pies para los vértices A, B y C en la Figura 18.14 son (8649,22; 6703,67; 143,86), (8762,04; 6649,77; 165,88) y (8752,64; 6770,20; 146,84), respectivamente. ¿Cuáles son las coordenadas de las intersecciones de la curva de nivel de 150 pies a medida que pasa por los lados del triángulo?

18.27 Similar al Problema 18.26, excepto que calcule las coordenadas de la intersección de la curva de nivel de 152 pies.

18.28 Analice cómo se puede mejorar el contraste en un mapa. La siguiente tabla muestra las elevaciones en las esquinas de los cuadrados de coordenadas de 50 pies, y se aplican a los Problemas 18.29 y 18.31.

84	78	62	55	63	69
78	71	66	61	66	75
76	72	68	62	58	65

18.29 Con una inclinación horizontal de 1 pulg. = 50 pies, dibuje curvas de nivel de 2 pies para el área.

18.30 Similar al problema 18.29, excepto que en la parte inferior de la tabla agregue una cuarta línea de elevaciones: 79, 69, 72, 62, 61 y 65 (de izquierda a derecha).

18.31 En el problema 18.30, ¿alrededor de qué número de la tabla se puede dibujar una curva de nivel cerrada de 5 pies?

18.32 Un lote rectangular que corre de N a S y de E a O mide 150 por 100 pies. Para ubicar las curvas de nivel, se divide en bloques cuadrados de 50 pies y se toman las siguientes lecturas con la varilla horizontal en las esquinas sucesivamente a lo largo de las líneas de E a O, de oeste a este y comenzando por la línea más al norte: 6,8; 5,6; 3,6; 6,3; 6,9; 5,1; 5,9; 4,7; 2,6; y 3,4; 4,9; 6,3. El HI es 323,9 pies. Dibuje curvas de nivel de 2 pies.

18.33 Si se dibuja un mapa con intervalos de curvas de nivel de 10 pies, ¿qué curvas de nivel entre 70 y 330 pies se dibujan con un grosor de línea mayor?

18.34 Encuentre el sitio web donde se pueden comprar hojas cuadrángulo del USGS.

18.35 Descargue y prepare un informe sobre la Parte 3 de los Estándares de Precisión de Posicionamiento Geoespacial del FGDC.

BIBLIOGRAFÍA

American Society for Photogrammetry and Remote Sensing. 1987. "*Large Scale Mapping Guidelines*." Bethesda, MD: American Society for Photogrammetry and Remote Sensing.

_____. 1990. "ASPRS Standards for Large-Scale Maps." *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing* 56 (No. 7): 1068.

Crawford, K. A. 2009. "Model Behavior: The How-to Guide to Successful Surface Modeling, Part 1." *The American Surveyor* 6 (No. 6): 63.

_____. 2009. "Model Behavior: The How-to Guide to Successful Surface Modeling, Part 2." *The American Surveyor* 6 (No. 8): 44.

_____. 2009. "Model Behavior: The How-to Guide to Successful Surface Modeling, Part 3." *The American Surveyor* 6 (No. 10): 64.

_____. 2010. "Model Behavior: The How-to Guide to Successful Surface Modeling, Part 4." *The American Surveyor* 7 (No. 5): 50.

Davis, T. G. 2009. "USGS Quadrangles in Google Earth." *The American Surveyor* 6 (No. 9): 28.

Dronick, G. J. 2007. "Mapping Windmill Farms." *Professional Surveyor* 27 (No. 1): 14.

Ramirez, J. R. 2006. "A New Approach to Relief Representation." *Surveying and Land Information Science* 66 (No. 1): 19.

_____. 2006. "Advances in Multimedia Mapping." *Surveying and Land Information Science* 66 (No. 1): 55.

■ 19.1 INTRODUCCIÓN

Los levantamientos de control establecen posiciones horizontales y verticales precisas de los monumentos de referencia. Estos sirven como base para originar o verificar levantamientos subordinados para proyectos tales como mapeo topográfico e hidrográfico; delineación de límites de propiedad; y planificación, diseño y disposición de rutas y construcción. También son esenciales como marco de referencia para dar ubicaciones de datos ingresados en Sistemas de Información Territorial (LIS) y Sistemas de Información Geográfica (SIG). Tradicionalmente ha habido dos tipos generales de levantamientos de control: horizontales y verticales. Los levantamientos horizontales generalmente establecen latitudes geodésicas y longitudes geodésicas (ver Sección 19.4) de estaciones en áreas extensas. A partir de estos valores, se pueden calcular coordenadas planas rectangulares, usualmente en un plano estatal o en un sistema de coordenadas Universal Transversal de Mercator (UTM) (ver Capítulo 20). En levantamientos de control en áreas más pequeñas, las coordenadas planas rectangulares se pueden determinar directamente sin obtener latitudes y longitudes geodésicas. Los procedimientos de campo utilizados en los levantamientos de control horizontal han sido tradicionalmente los métodos terrestres de triangulación, desplazamiento preciso, trilateración y combinaciones de estos enfoques básicos (véase la Sección 19.12). Además, se realizaron observaciones astronómicas (véase el Apéndice C) para determinar azimuts, latitudes y longitudes. También se han utilizado técnicas fotogramétricas rigurosas (véase el Capítulo 27) para densificar el control en áreas. Durante la década de 1970, se introdujeron los sistemas de levantamiento inercial (ISS). Su principio de funcionamiento consistía fundamentalmente en realizar mediciones de aceleraciones a lo largo del tiempo. Esto se hacía mientras el instrumento se transportaba de un punto a otro en un vehículo terrestre o helicóptero. Las observaciones de aceleración y tiempo se tomaron de forma independiente en tres planos mutuamente ortogonales que estaban orientados norte-sur, este-oeste y en la dirección de la gravedad. La orientación se logró por medio de giroscopios. A partir de los datos de aceleración y tiempo, se pudieron calcular los componentes del movimiento del instrumento en cada uno de los tres planos de referencia y, por lo tanto, determinar las posiciones relativas de los puntos. Los sistemas de topografía inercial se utilizaron en una variedad de aplicaciones topográficas, siendo una de las más importantes la topografía de control. Las desventajas de los sistemas fueron su alto costo inicial, el equipo voluminoso y una precisión general menor que la alcanzable con los receptores GNSS. Como resultado, los ISS ya no se utilizan para los estudios de control. Recientemente, los sistemas globales de navegación por satélite, GNSS (véanse los capítulos 13, 14 y 15), se han empleado con una frecuencia cada vez mayor, especialmente en estudios de control de mayor extensión. Los estudios GNSS están reemplazando rápidamente a los otros métodos debido a varias ventajas, entre ellas su facilidad de uso, velocidad y capacidades de precisión extremadamente altas en largas distancias. Sin embargo, en áreas pequeñas, todavía se utilizan los métodos tradicionales para establecer el control. Los levantamientos de control vertical establecen elevaciones para una red

de hitos de referencia llamados puntos de referencia. Dependiendo de los requisitos de precisión, tradicionalmente se han realizado mediante nivelación diferencial o nivelación trigonométrica (véanse los capítulos 4 y 5). El levantamiento GNSS también puede establecer control vertical, pero está limitado por la necesidad de un modelo geoidal preciso (véase la sección 19.2). Por lo tanto, el método más preciso y ampliamente aplicado sigue siendo la nivelación diferencial precisa (véase la sección 19.13). Este capítulo definirá los elementos de los sistemas de referencia geodésicos utilizados para los levantamientos de control, describirá el Sistema Nacional de Referencia Espacial (NSRS), analizará algunos de los métodos terrestres tradicionales utilizados en el levantamiento de control y explicará algunos métodos computacionales básicos utilizados para realizar reducciones geodésicas en observaciones convencionales.

■ 19.2 EL ELIPSOIDE Y EL GEOIDE

Se señaló en la Sección 19.1 que los levantamientos de control horizontal generalmente determinan las latitudes y longitudes geodésicas de los puntos. Para explicar la latitud y longitud geodésicas, es necesario primero definir el geoide y el elipsoide. El geoide es una superficie gravitacional equipotencial, perpendicular en todas partes a la dirección de la gravedad. Debido a las variaciones en la distribución de la masa terrestre y a su rotación, el geoide tiene una forma irregular. El elipsoide es una superficie matemática que se obtiene al girar una elipse alrededor del eje polar terrestre. Las dimensiones de la elipse se seleccionan para que el elipsoide se ajuste bien al geoide en un área extensa y se basan en levantamientos realizados en el área. En la Figura 19.1 se muestra una vista bidimensional que ilustra conceptualmente el geoide y el elipsoide. Como se ilustra, el geoide contiene ondulaciones no uniformes (que se exageran en la figura para mayor claridad) y, por lo tanto, no se define matemáticamente fácilmente. Los elipsoides, que se aproximan al geoide y se pueden definir matemáticamente, se utilizan para calcular las posiciones de puntos muy espaciados que se localizan mediante levantamientos de control. El elipsoide de Clarke de 1866 se aproxima muy bien al geoide en Norteamérica y, desde 1879 hasta la década de 1980, fue el elipsoide utilizado en NAD 27 como superficie de referencia para especificar posiciones geodésicas de puntos en Estados Unidos, Canadá y México. Actualmente, los elipsoides del Sistema de Referencia Geodésico de 1980 (GRS80) y del Sistema Geodésico Mundial de 1984 (WGS84) se utilizan comúnmente en Estados Unidos porque proporcionan un buen ajuste global al geoide. Esto es importante debido a las capacidades topográficas globales del GNSS.

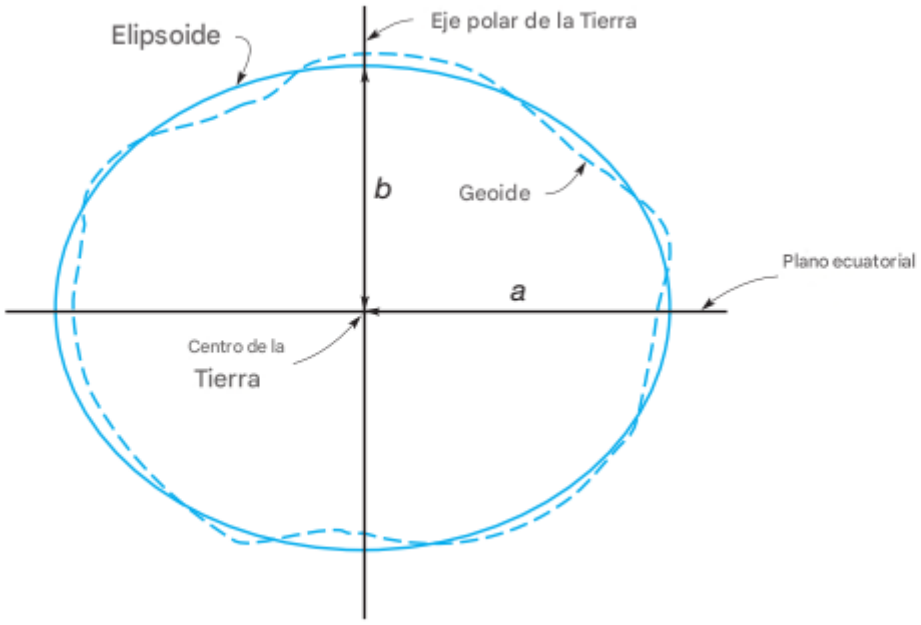


Figura 19.1
Elipsoide y geoide

Los tamaños y formas de los elipsoides se pueden definir mediante dos parámetros. La Tabla 19.1 enumera los parámetros de los tres elipsoides mencionados anteriormente. Para el elipsoide Clarke 1866, los parámetros definitorios fueron los semiejes a y b. Para GRS80 y WGS84, los parámetros definitorios son el semieje mayor a y el aplanamiento. La relación entre estos tres parámetros es

$$f = 1 - \frac{b}{a} \qquad (19.1)$$

Otras cantidades comúnmente utilizadas en los cálculos elipsoidales son la primera excentricidad, *e*, y la segunda excentricidad, *e'*, de la elipse, donde

$$e = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{a} = \sqrt{2f - f^2} \qquad (19.2a)$$

$$e' = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{b} = \frac{e}{\sqrt{1 - e^2}} \qquad (19.2b)$$

TABLA 19.1 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS ELIPSOIDALES

Elipsoide	Semieje a (m)	Semieje b (m)	Aplanamiento f
Clarke, 1866	6.378.206,4*	6.356.583,8*	1/294,978698214
GRS80	6.378.137,0*	6.356.752,3	1/298,257222101*
WGS84	6.378.137,0*	6.356.752,3	1/298,257223563*

*Parámetros definitorios para los elipsoides

A menudo, el término excentricidad se entiende como la primera excentricidad, y este libro seguirá esa convención. Para cada elipsoide, el semieje polar es sólo unos 21 km (13 mi) más corto que el semieje ecuatorial b. Esto significa que el elipsoide es casi una esfera; por lo tanto, para algunos cálculos que implican longitudes moderadas (normalmente hasta unos 50 km), se puede hacer esta suposición.[1]

■ Ejemplo 19.1

Utilizando los parámetros definitorios, ¿cuáles son las primeras excentricidades de los elipsoides Clarke 1866 y GRS80?

Solución

Para el elipsoide Clarke 1866, la ecuación (19.2a) da

$$e = \frac{\sqrt{6378206{,}4^2 - 6356583{,}8^2}}{6378206{,}4} = 0{,}082271854$$

Para el elipsoide GRS80, la ecuación (19.2a) da como resultado

$$e = \sqrt{\frac{2}{298{,}257222101} - \left(\frac{1}{298{,}257222101}\right)^2} = 0{,}081819191$$

■ 1 9.3 EL POLO TERRESTRE CONVENCIONAL

Como se explicó en la sección anterior, un elipsoide se define según el tamaño de una elipse que gira alrededor del eje polar de la Tierra. En realidad, dado que el eje principal de inercia de la Tierra no coincide con su eje de rotación, el eje polar en un momento dado no tiene una posición fija. Más bien, como se ilustra en la Figura 19.2, gira con

respecto al sistema inercial. Este movimiento se divide generalmente en dos categorías principales: precesión y nutación.

La precesión es la mayor de las dos y consiste en la desviación del eje polar durante un largo período de tiempo. El polo realiza una revolución completa aproximadamente una vez cada 26.000 años. Además, el polo describe arcos radiales mucho más pequeños que se superponen a la precesión. Estos círculos más pequeños se conocen como nutación y se completan aproximadamente una vez cada 18,6 años. Por convención internacional, el eje de rotación medio de la Tierra se definió como la posición "media" del polo entre los años 1900,0 y 1905,0. Esta posición se conoce como el Polo Terrestre Convencional (CTP) ó (PTC).

El CTP define el eje Z de un sistema de coordenadas cartesianas global tridimensional, con la porción norte positiva. El eje X positivo se encuentra en el plano ecuatorial medio comienza en el centro de masas de la Tierra y pasa por el meridiano medio de Greenwich. Finalmente, el eje Y también se encuentra en el plano ecuatorial medio y crea un sistema de coordenadas cartesianas dextrógiras.

1. En los cálculos, si se asume que el elipsoide es esférico, su radio se suele tomar de modo que su volumen sea igual al del elipsoide de referencia. Se calcula a partir de $r = \sqrt[3]{a^2 b}$ *. Para el elipsoide GRS80, su valor redondeado es 6.371.000 m.*

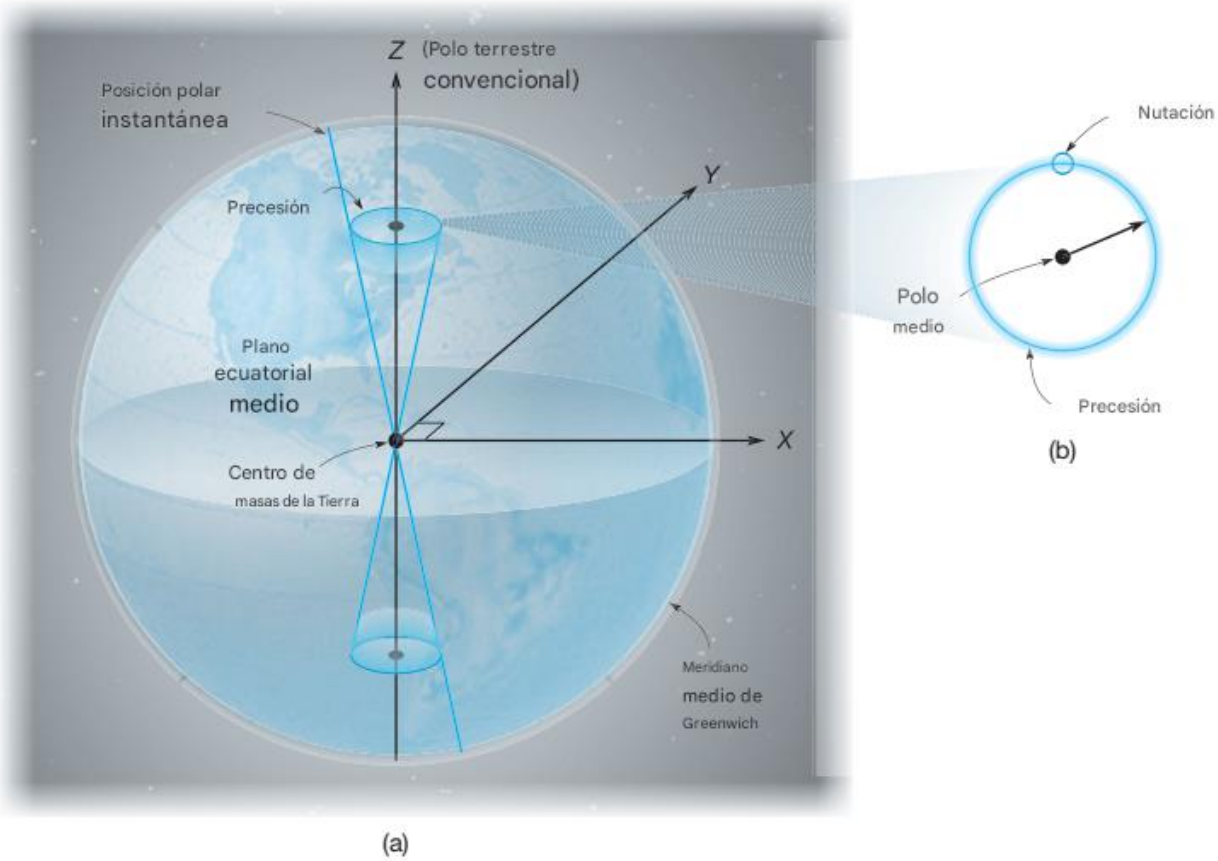


Figura 19.2 Movimientos del eje polar de la Tierra: (a) vista tridimensional y (b) vista plana

Este sistema de coordenadas se conoce como Sistema Terrestre Convencional (CTS) ó (STC). El STC se muestra en la Figura 19.2.

Desde 1988, el Servicio Internacional de Rotación de la Tierra (IERS)2 ha monitoreado la posición instantánea del polo con respecto al STC mediante observaciones realizadas por organizaciones participantes que emplean métodos espaciales avanzados, como la Interferometría de Línea de Base Muy Larga (VLBI) y la medición de distancias láser lunares y satelitales. En consecuencia, el STC ahora está definido por un conjunto global de estaciones a través de sus posiciones espaciales instantáneas, conocidas como el Marco de Referencia Terrestre Internacional (ITRF). Este

sistema se utiliza para el cálculo de órbitas satelitales precisas (véanse los Capítulos 13, 14 y 15) y se referencia mediante modelos dependientes del tiempo a otros sistemas de coordenadas.

La posición instantánea del polo se da en coordenadas (x, y) con respecto al STC. Una aplicación de estas posiciones se puede ver en la reducción de acimuts astronómicos (véase el Apéndice C), donde las posiciones astronómicas el azimut con respecto a la posición instantánea del polo se puede relacionar con el STC mediante

$$Az_A = Az_{obs} - (x \sin \lambda + y \cos \lambda) \sec \phi \qquad (19.3)$$

2. Las posiciones instantáneas observadas del polo terrestre se pueden encontrar en el sitio web del IERS en http://hpiers.obspm.ft/webiers/general/syframes/SY.htm.

Donde Az_A es el acimut astronómico relacionado con la posición del polo terrestre convencional, Az_{obs} es el acimut astronómico observado, (x, y) son las coordenadas del polo instantáneo, y (ϕ, λ) son la latitud y longitud geodésicas, respectivamente, de la estación de observación. Las futuras referencias al eje polar de la Tierra se referirán implícitamente al CTP.

■ 19.4 POSICIÓN GEODÉSICA Y RADIOS DE CURVATURA ELIPSOIDAL

La Figura 19.3 muestra una vista tridimensional del elipsoide e ilustra un punto P en la superficie de la Tierra (que en esta ilustración se muestra a una distancia de h_P sobre el elipsoide). El punto P' se encuentra en el elipsoide a lo largo de la normal que pasa por P. (La normal se define a continuación). La posición geodésica del punto P viene dada por su latitud geodésica ϕ_P, longitud geodésica λ_P y altura geodésica h_P. Para definir estos tres términos, es necesario definir primero los meridianos y los planos meridianos. Los meridianos son círculos máximos en la circunferencia del elipsoide que pasan por los polos norte y sur. Cualquier plano que contenga un meridiano y el eje polar es un plano meridiano. El ángulo en el plano del Ecuador desde el meridiano de Greenwich y el plano del meridiano que pasa por el punto P define la longitud geodésica λ_P del punto.

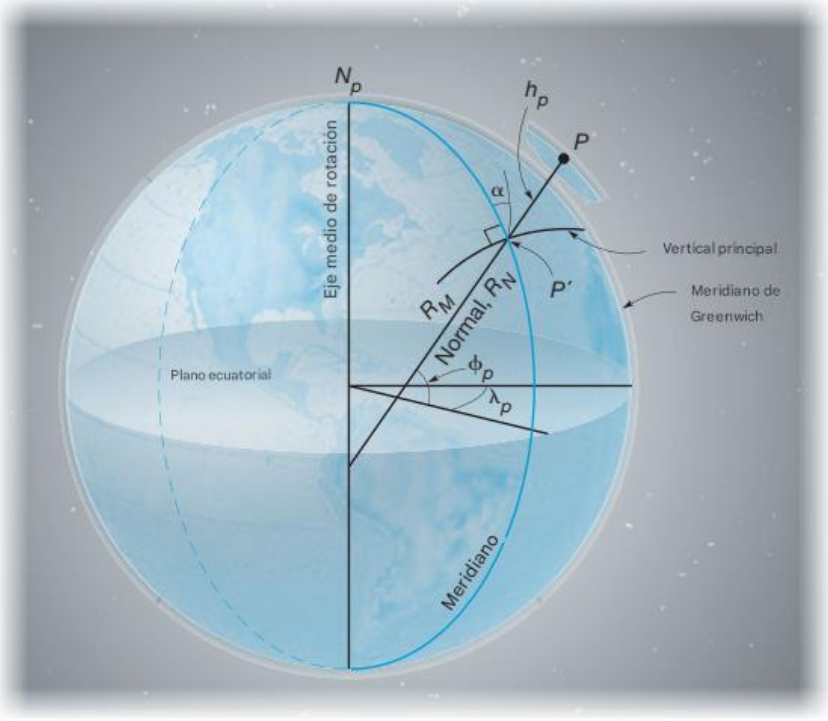


Figura 19.3
Diferentes radios en el elipsoide.

El plano definido por el círculo vertical que pasa por el punto P, perpendicular al plano meridiano del elipsoide, se denomina plano de la vertical principal (también conocido como sección normal). El radio de la vertical principal en el punto P, R_N, también se denomina normal, ya que es perpendicular a un plano tangente al elipsoide en P. La latitud geodésica ϕ_P es el ángulo, en el plano meridiano que contiene P, entre el plano ecuatorial y la normal en P.

Para definir de forma única la ubicación del punto P en la superficie terrestre, se debe incluir la altura geodésica h_P La altura geodésica es la distancia medida a lo largo de la extensión de la normal desde P' en el elipsoide hasta P en la superficie terrestre.

La altura geodésica no es equivalente a la elevación determinada por nivelación diferencial. (Estas diferencias se describieron en la Sección 13.4.3 y se analizarán más adelante en la Sección 19.5).

Dado que la Tierra se aproxima mediante un elipsoide y no una esfera, el círculo máximo que define la vertical principal en P tiene un radio R_N diferente del radio en el meridiano R_M en P. 3 Las longitudes de estos dos radios, que son colineales en cualquier punto, se utilizan en muchos cálculos geodésicos. La Figura 19.3 muestra R_N. Además, el radio R_α de un círculo máximo en cualquier acimut α respecto al meridiano es diferente de R_N o R_M. Estos tres radios se calculan como

$$R_N = N = \frac{a}{\sqrt{1 - e^2 \sin^2 \phi}} \qquad (19.4)$$

$$R_M = M = \frac{a(1 - e^2)}{(1 - e^2 \sin^2 \phi)^{3/2}} \qquad (19.5)$$

$$R_\alpha = \frac{R_N R_M}{R_N \cos^2 \alpha + R_M \sin^2 \alpha} \qquad (19.6)$$

Donde *a* y e son parámetros del elipsoide, según se define en la Sección 19.2, y ϕ es la latitud geodésica de la estación para la que se calculan los radios. A partir del análisis de las ecuaciones (19.4) y (19.5), se puede demostrar fácilmente que R_N es igual a R_M en los polos, donde ϕ es 90°. Además, dado que la cantidad $(1 - e^2)$ es menor que uno, el radio de la vertical principal R_N es mayor que el radio del meridiano R_M en cualquier ubicación excepto en el polo, donde ϕ es igual a 90°.

■ **Ejemplo 19.2**

Utilizando los parámetros elipsoidales GRS80, ¿cuáles son los radios del meridiano y la vertical principal para un punto de latitud 41°18'15,0132" N?

¿Cuál es el radio del círculo máximo que se encuentra en un acimut de 142°14'36" en este punto?

3 Tenga en cuenta que a menudo se hace referencia a R_N como N y a R_M con frecuencia se le designa como M.

Solución

Por Ejemplo $(19.1), e^2 = 0{,}081819191^2 = 0{,}00669438$

Por la ecuación (19.4), el radio de la vertical principal es

$$R_N = \frac{6378137.0}{\sqrt{1 - e^2 \sin^2(41°18'15{,}0132'')}} = 6.387.458{,}536 \text{ m}$$

Por la ecuación (19.5), el radio del meridiano es

$$R_M = \frac{6378137(1 - e^2)}{[1 - e^2 \sin^2(41°18'15{,}0132'')]^{\frac{3}{2}}} = 6.363.257{,}346 \text{ m}$$

Por la ecuación (19.6), el radio del círculo máximo en un acimut de 142°14'36"

$$R_\alpha = \frac{R_N R_M}{R_N \cos^2(142°14'36'') + R_M \sin^2(142°14'36'')} = 6.372.309{,}401 \text{ m}$$

■ 1 9.5 ONDULACIÓN Y DESVIACIÓN DEL GEOIDE DE LA VERTICAL

Como se mencionó anteriormente, el geoide es una superficie equipotencial definida por la gravedad. Si la Tierra fuera un elipsoide perfecto sin variaciones de densidad interna, el geoide coincidiría perfectamente con el elipsoide. Sin embargo, este no es el caso, por lo que el geoide puede diferir de algunos elipsoides hasta en 100 m o más en ciertas ubicaciones. Los instrumentos topográficos tradicionales están orientados con respecto a la gravedad y, por lo tanto, las observaciones obtenidas con ellos se realizan típicamente con respecto al geoide. Como se puede ver en la Figura 19.4 y se discute en la Sección 13.4.3, la separación entre el geoide y el elipsoide crea una diferencia entre la altura de un punto sobre el elipsoide (altura geodética) y su altura sobre el geoide (altura ortométrica, comúnmente conocida como elevación). Esta diferencia, conocida como altura geoidal 4 (también llamada separación geoidal), se observa a menudo al comparar la altura geodésica de un punto derivada de levantamientos GNSS con su elevación, determinada por la nivelación diferencial. La relación entre la altura ortométrica *H* y la altura geodésica *h* en cualquier punto es

$$h = H + N \qquad (19.7)$$

donde *N* es la altura geoidal.

4 El Servicio Geodético Nacional publica periódicamente modelos geoidales para EE. UU. Su versión más reciente es GEOID09. Este modelo se puede obtener en el sitio web del NGS: http://www.ngs.noaa.gov/GEOID/GEOID09/.

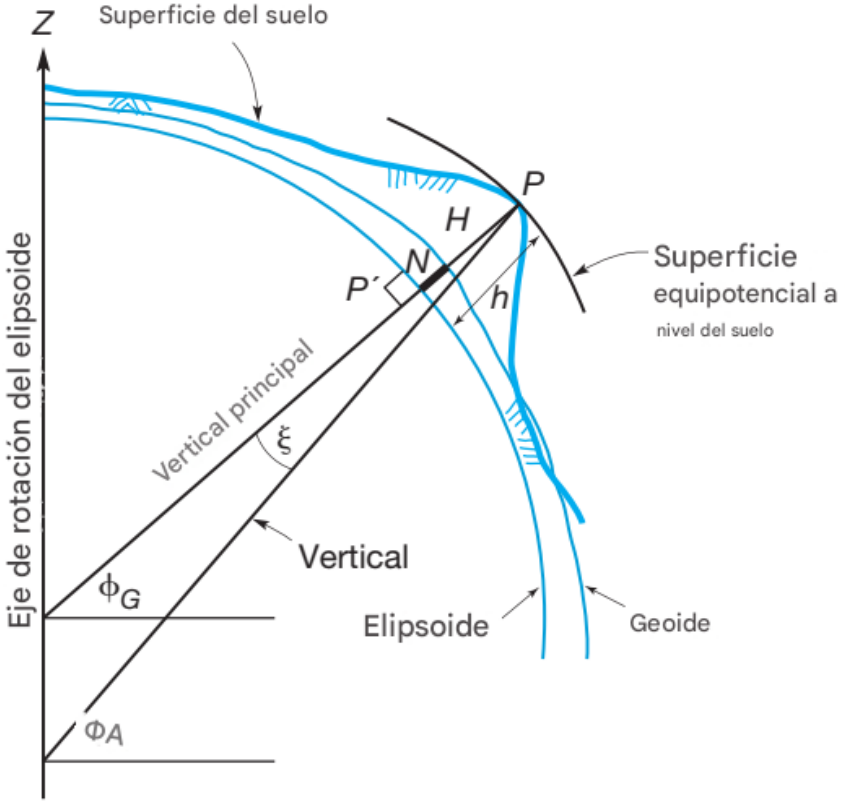


Figura 19.4 Relaciones entre el elipsoide y el geoide.

Los elipsoides GRS80 y WGS84 se desarrollaron con la intención de proporcionar un buen ajuste al geoide a nivel mundial. Sin embargo, presentan un ajuste relativamente deficiente al geoide en el territorio continental de Estados Unidos, donde la altura geoidal promedio es de aproximadamente —30 m (el signo negativo significa que el geoide está por debajo del elipsoide en el territorio continental de Estados Unidos). El elipsoide Clarke 1866, por otro lado, se ajusta muy bien al geoide en Estados Unidos; es decir, las alturas geoidales suelen ser de tan solo unos pocos metros.

En general, las superficies gravitacionales equipotenciales no son paralelas ni al geoide ni al elipsoide. Esto se debe en parte a la rotación de la Tierra, que provoca que las superficies se separen al acercarse al ecuador, y en parte a anomalías de densidad cerca de la superficie terrestre. Como resultado, pueden ocurrir ciertas inconsistencias en diferentes tipos de observaciones de campo, por lo que es necesario realizar correcciones. Algunas de las correcciones más significativas se analizan en la Sección 19.14.

Como se ilustra en la Figura 19.5, la desviación de la vertical en cualquier punto P del suelo es el ángulo entre la vertical (dirección de la gravedad) y la normal al elipsoide. Este ángulo se expresa generalmente mediante dos componentes: sus proyecciones ortogonales sobre los planos meridiano y normal. En la figura, el cenit de la superficie equipotencial a nivel del suelo se denomina cenit astronómico Z_A, ya que corresponde a la dirección de la gravedad (cenit) de un instrumento nivelado durante las observaciones astronómicas. También en la Figura 19.5, Z_G es la normal en el punto P. Los componentes proyectados de la desviación total de la vertical sobre los planos meridiano y normal se denominan $\xi(\text{xi})$ y $\eta(\text{eta})$, respectivamente. [5] Las relaciones entre la latitud astronómica (ϕ_A), longitud astronómica (λ_A) y azimut astronómico (Az_A); la latitud geodésica (λ_G), la longitud geodésica (ϕ_G) y el azimut geodésico (Az_G); y ξ y η son

$$\xi = \phi_A - \phi_G \qquad (19.8)$$

$$\eta = (\lambda_A - \lambda_G)\cos\phi = (Az_A - Az_G)\cot\phi \qquad (19.9)$$

[5] Al igual que con las ondulaciones geoidales, los valores de ξ y η también pueden obtenerse mediante los modelos de deflexión vertical del Servicio Geodésico Nacional (NGS). La versión más reciente, DEFLEC09, puede obtenerse en el sitio web del NGS: http://www.ngs.noaa.gov/GEOID/DEFLEC09/.

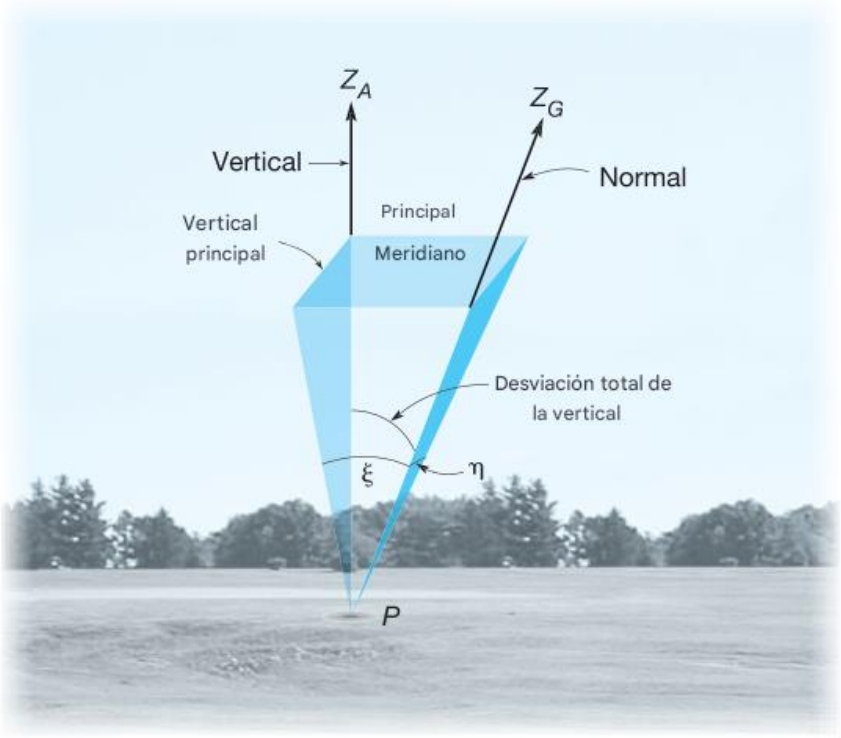


Figura 19.5
Componentes ξ y η de la desviación de la vertical.

En la ecuación (19.9), ϕ puede ser la latitud astronómica o geodésica.

A partir de esta ecuación, se puede derivar la llamada ecuación de Laplace como

$$Az_G = Az_A - (\lambda_A - \lambda_G)\sin\phi = Az_A - \eta\tan\phi \qquad (19.10)$$

Las estaciones en las que se conocen los parámetros necesarios para que se pueda formar la Ecuación (19.10) se denominan estaciones de Laplace. Nótese que, en la Ecuación (19.9), para los puntos cercanos al ecuador, la latitud ϕ se aproxima a 0° y los azimuts astronómico y geodésico se vuelven prácticamente iguales. Como se explicará en la Sección 19.14.3, se requieren correcciones adicionales para reducir correctamente un azimut observado a su equivalente geodésico en el elipsoide.

■ 1 9.6 MARCOS DE REFERENCIA DE EE. UU.

Los datums horizontales y verticales consisten en una red de puntos de hitos y puntos de referencia cuyas posiciones horizontales y/o elevaciones se han determinado mediante levantamientos geodésicos de control precisos. Estos puntos de referencia sirven como puntos de referencia para iniciar levantamientos subordinados de todo tipo y, como tales, se conocen como marcos de referencia. En las siguientes subsecciones se describen los sistemas de referencia horizontal y vertical utilizados en el pasado inmediato y en la actualidad en Estados Unidos.

19.6.1 Datum Horizontal Norteamericano de 1927 (NAD27)

En 1927, se realizó un ajuste por mínimos cuadrados que incorporó todos los levantamientos geodésicos horizontales realizados hasta esa fecha. Esta red de puntos con hitos, junto con sus latitudes y longitudes geodésicas ajustadas, se denominó Datum Norteamericano de 1927 (NAD27). El ajuste utilizó el elipsoide de Clarke de 1866 y mantuvo fijas la latitud y longitud de un "punto inicial", la estación Meades Ranch en Kansas, junto con el azimut de la cercana estación Waldo. El proyecto proporcionó latitudes y longitudes ajustadas para unos 25.000 hitos existentes en ese momento. Hasta la llegada del datum actual (NAD83), las posiciones de las estaciones establecidas después de 1927 se ajustaban mediante procesos que mantenían fijos los hitos NAD27.

19.6.2 Datum Horizontal Norteamericano de 1983 (NAD83)

El Servicio Geodésico Nacional (NGS) inició un nuevo programa en 1974 para realizar otro ajuste general del datum horizontal norteamericano. El ajuste se consideró necesario debido a la multitud de observaciones geodésicas posteriores a 1927 existentes y a las numerosas inconsistencias descubiertas en la red NAD27. El proyecto estaba previsto inicialmente para su finalización en 1983, de ahí su nombre, Datum Norteamericano de 1983 (NAD83), pero no se finalizó hasta 1986. El ajuste fue una tarea de gran envergadura, que incorporó aproximadamente 270.000 estaciones y todas las observaciones geodésicas registradas: ¡casi 2 millones! Se requirieron unos 350 años-persona de esfuerzo para llevar a cabo la tarea.

El punto de partida del nuevo ajuste no es una sola estación como Meades Ranch en Kansas; en su lugar, se utilizaron el centro de masas de la Tierra y numerosos otros puntos cuyas latitudes y longitudes se habían establecido con precisión mediante radioastronomía y observaciones satelitales. Se empleó el elipsoide GRS80 porque, como se mencionó anteriormente, se ajusta a la Tierra, en un sentido global, con mayor precisión que el elipsoide de Clarke de 1866.

En Estados Unidos, las latitudes y longitudes ajustadas de todos los hitos en NAD83 difieren de sus valores en NAD27. Estas diferencias se deben principalmente a los diferentes elipsoides y orígenes utilizados, pero parte del cambio también se debe a la adición de las numerosas observaciones posteriores a NAD27 en el ajuste de NAD83. Las magnitudes aproximadas de estos cambios en los Estados Unidos limítrofes, expresadas en metros, se ilustran en la Figura 19.6. Por supuesto, estas diferencias tienen un impacto significativo en todos los puntos de control y productos cartográficos existentes basados en NAD27. Se desarrollaron varios modelos matemáticos para transformar los valores de NAD27 en sus posiciones de NAD83 (véase la Sección 20.11).

19.6.3 Versiones posteriores de NAD83

La consistencia interna de los puntos de primer orden ajustados en NAD83 se especificó como al menos 1:100.000, pero las pruebas han verificado que, en promedio, probablemente sea de 1:200.000 o superior. Sin embargo, existen áreas donde las precisiones relativas son inferiores a 1:100.000. Dado que las precisiones de los levantamientos GNSS suelen ser superiores a 1:100.000, existía preocupación entre los usuarios de GNSS sobre cómo ajustar sus observaciones a una red de puntos de referencia cuyas precisiones inherentes eran menores.

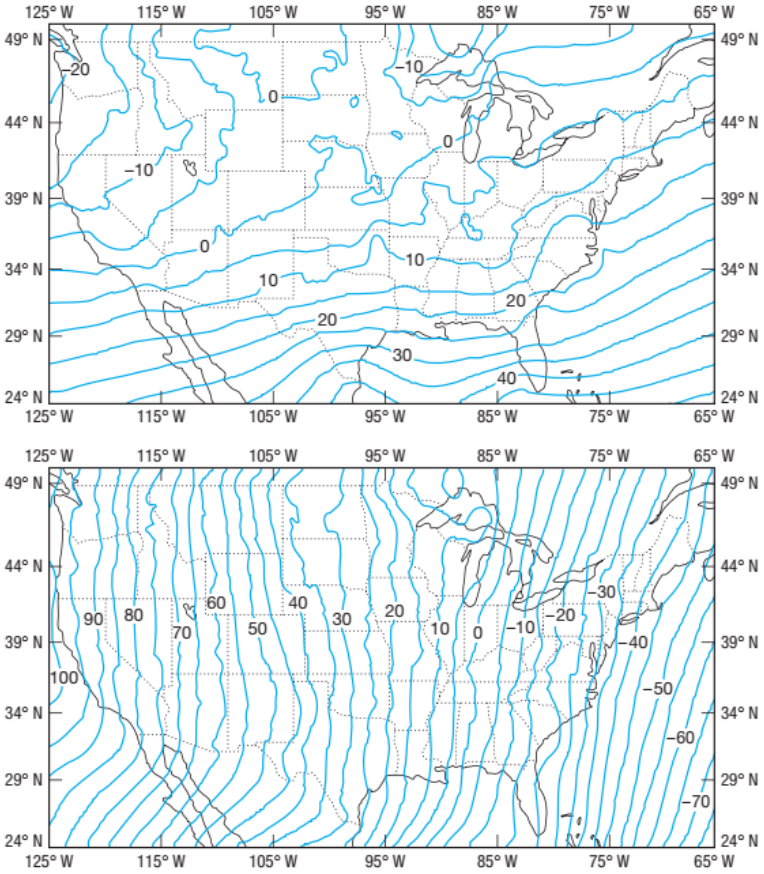


Figura 19.6
Cambios aproximados de latitud y longitud (en metros) en los Estados Unidos limítrofes desde NAD27 hasta NAD83. Figura superior: Latitud. Figura inferior: Longitud. (Cortesía del Servicio Geodético Nacional).

Los gobiernos estatales y el Servicio Geodético Nacional (SGE) colaboraron para resolver este problema añadiendo Redes de Referencia de Alta Precisión (HARN) al Sistema Nacional de Referencia Espacial (SNE) (véase la Sección 19.8). De 1987 a 1997, se crearon redes HARN en todos los estados. Una vez completada la observación de la HARN de cada estado, se realizó un ajuste de estas nuevas estaciones. Esto creó un marco de referencia provisional disponible para los topógrafos que utilizaban GPS. Esta segunda versión del NAD83 se conoce como NAD83 (HARN). Para estos sistemas de referencia regionales, el SGE conservó la ubicación del centro de masas de la Tierra y la orientación de los ejes de coordenadas cartesianas, 6 pero introdujo una nueva escala coherente con el Marco de Referencia Terrestre Internacional de 1989 (ITRF89).

Con la introducción de la red CORS en 1994 (véase la Sección 14.3.5), el NGS se enfrentó de nuevo al problema de contar con estaciones de mayor precisión que se ajustaban utilizando un marco de referencia diferente. Por lo tanto, se obtuvo una tercera realización de NAD83 utilizando el marco de referencia ITRF93. Esta transformación creó otro datum que incluía únicamente las estaciones CORS y se conoció como NAD83 (CORS93).

En la primavera de 1996, el NGS calculó las coordenadas de posición de todas las estaciones CORS existentes utilizando ITRF94. Esto creó la cuarta realización de NAD83, conocida como NAD83 (CORS94). En 1998, el NGS calculó las coordenadas de posición de todos los sitios CORS existentes utilizando ITRF96 como marco de referencia. Esta versión de NAD83 se conoce como NAD83 (CORS96). Cada datum difiere ligeramente de la definición anterior de NAD83. Por ejemplo, las posiciones de los sitios en NAD83 (CORS96) difieren en un máximo de aproximadamente 2 cm en horizontal y 4 cm en vertical de sus valores equivalentes de NAD83 (CORS94). Además, la diferencia entre cualquier ajuste CORS de NAD83 y NAD83 (HARN) es inferior a 10 cm en horizontal y 20 cm en vertical.

Con la finalización del último HARN estatal en 1997, el NGS contaba con dos sistemas de referencia espacial: NAD83 (HARN) y NAD83 (CORS96). Dado que la tecnología GPS y la precisión relacionada habían mejorado con la creación de HARN, el NGS decidió en 1998 volver a observar todas las estaciones HARN. Este proceso, conocido como el estudio de la Red de Base Federal (FBN), se inició en 1999. En 2007, se completó un reajuste simultáneo de todas las observaciones HARN y CORS. Esto creó una nueva definición de NAD83, conocida como NAD83 (2007).

Este sistema está conectado al Marco Terrestre Internacional (ITRF) utilizando las coordenadas ITRF de los sitios CORS. Este datum elimina los problemas de tener dos marcos de referencia diferentes disponibles para su uso en un estudio GNSS.

19.6.4 Datum Vertical Geodético Nacional de 1929 (NGVD29)

Los datums verticales para referenciar las elevaciones de referencia se basan en una única superficie equipotencial. Antes del reajuste del NAVD88 (véase la Sección 19.6.5), el datum vertical utilizado en Estados Unidos era el Datum Vertical Geodético Nacional de 1929 (NGVD29). El NGVD29 se obtuvo a partir del mejor ajuste de las observaciones del nivel medio del mar tomadas en 26 estaciones de mareógrafos en Estados Unidos y Canadá, por lo que a menudo se denomina "nivel medio del mar (NMM)ó (MSL)". Desafortunadamente, el término "nivel medio del mar" todavía se utiliza hoy en día para expresar la elevación de los puntos de referencia. Como se descubrirá en la siguiente subsección, el uso de "nivel medio del mar" para definir la elevación de una estación es incorrecto, ya que el datum actual se definió arbitrariamente utilizando un único punto de referencia.

6 Mediante estudios de alta precisión, se determinó que los ejes de coordenadas cartesianas NAD83 (1986) estaban desalineados en 0,03" y su escala difería en 0,0871 ppm de la definición real del medidor.

19.6.5 Datum Vertical de América del Norte de 1988 (NAVD88)

Entre 1929 y 1988, se habían tendido más de 625.000 km de líneas de nivelación de control adicionales. Además, los movimientos de la corteza y la subsidencia habían modificado las elevaciones de muchos puntos de referencia. Para incorporar la nivelación adicional y corregir las elevaciones de los puntos de referencia erróneos, se realizó un ajuste vertical general.

Este ajuste incluyó los nuevos datos de observación, así como 81.500 km adicionales de líneas reniveladas y observaciones de nivelación de Canadá y México. Originalmente, su finalización estaba prevista para 1988 y se denominó Datum Vertical Norteamericano de 1988 (NAVD88), pero no se hizo público hasta 1991. Este ajuste desplazó la posición de la superficie equipotencial de referencia, pasando de la media de las 26 estaciones de mareógrafos utilizadas en el NGVD29 a un único punto de referencia conocido como Father Point, ubicado en Rimouski, en la vía marítima del San Lorenzo, en Quebec, Canadá. Como resultado de estos cambios, las elevaciones publicadas de los puntos de referencia en el NAVD88 han cambiado con respecto a sus valores en el NGVD29. Las magnitudes de estos cambios en los Estados Unidos contiguos, expresadas en milímetros, se muestran en la Figura 19.7. Cabe destacar que los cambios son mayores en la mitad occidental del país, con desplazamientos de más de 1,5 m en la región de las Montañas Rocosas. 7

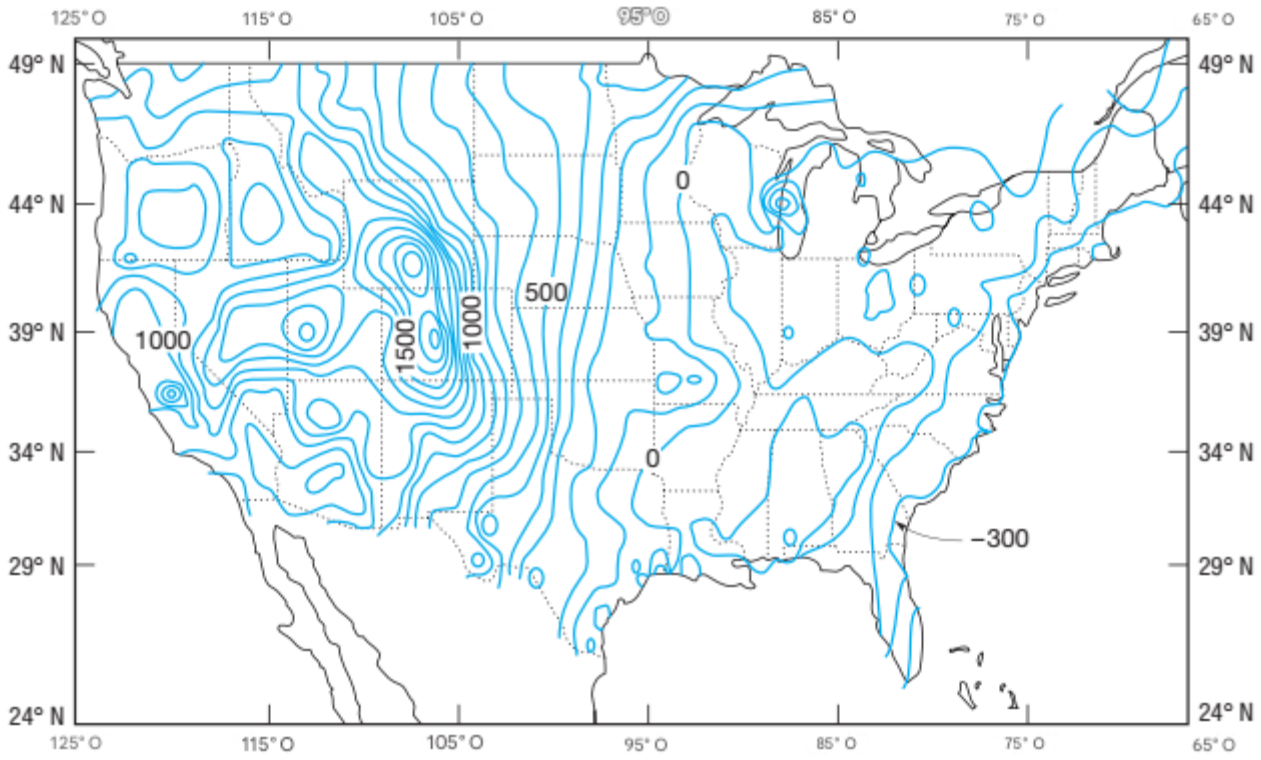


Figura 19.7 Desplazamiento aproximado del datum vertical (en milímetros). Los valores mostrados son NAVD88 menos NGVD29. (Cortesía del National Geodetic Survey).

7 Quienes deseen convertir las elevaciones de referencia NGVD29 a valores NAVD88 pueden utilizar el software VERTCON, disponible en el sitio web del NGS: http://www.ngs.noaa.gov/TOOLSA/ertcon/vertcon.html.

19.6.6 Transformación de coordenadas entre sistemas de referencia

Históricamente, un objetivo de la geodesia ha sido obtener un sistema de referencia común para las coordenadas. Sin embargo, siendo realistas, cada país o región a menudo ha desarrollado su sistema de referencia de forma independiente. Hoy en día, a menudo necesitamos transformar las coordenadas de las estaciones, desde las derivadas mediante levantamientos GNSS hasta las desarrolladas en algún sistema de referencia local como NAD83. En la Sección 15.9, este proceso se introdujo como localización. Para ello, se requieren estaciones con coordenadas geodésicas conocidas en ambos sistemas de referencia. Si se conocen suficientes estaciones comunes, se puede utilizar una transformación de coordenadas tridimensional (véase la Sección 19.17) para convertir las coordenadas de las estaciones de un sistema de referencia a otro. Dado que la mayoría de los sistemas de referencia tienen ejes de coordenadas casi alineados, la transformación de coordenadas tridimensional se puede simplificar a la denominada transformación de Helmert. La transformación de Helmert se expresa matemáticamente como

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_2 = (1 + \Delta S)\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_1 + \begin{bmatrix} 0 & R_Z & -R_Y \\ -R_Z & 0 & R_X \\ R_Y & -R_X & 0 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_1 + \begin{bmatrix} T_X \\ T_Y \\ T_Z \end{bmatrix} \quad (19.11)$$

Donde $[X\ Y\ Z]_1^T$ y $[X\ Y\ Z]_2^T$ son las coordenadas geocéntricas de las estaciones comunes en los dos marcos de referencia, derivadas mediante la Ecuación (13.1); ΔS es el cambio del factor de escala entre los marcos de referencia; $R_X, R_Y,$ y R_Z son las rotaciones en radianes para los ejes *X, Y* y *Z*, respectivamente; $T_X, T_Y,$ y T_Z son las traslaciones entre los dos marcos de referencia. Se requiere un mínimo de dos estaciones conocidas en posición horizontal y tres estaciones en elevación para realizar esta transformación. Cuando no se dispone de suficientes estaciones comunes, es posible realizar esta transformación utilizando solo las traslaciones. Sin embargo, esto produce resultados de calidad considerablemente inferior.

Además de los diferentes marcos de referencia, las placas de la corteza terrestre están en constante movimiento. Por ejemplo, algunas partes de California se mueven a una velocidad de 4 cm por año. Por lo tanto, las coordenadas de los puntos en cualquier marco de referencia deben estar vinculadas a un momento específico en el tiempo o época. El Servicio Geodético Nacional ha combinado la transformación de Helmert con los vectores de velocidad de las placas de la corteza para producir un paquete de software de transformación de coordenadas conocido como software de Posicionamiento Horizontal Dependiente del Tiempo (HTDP). 8 Este software permite a los usuarios transformar coordenadas a lo largo del tiempo y entre sistemas de referencia. Los cálculos para la transformación de Helmert, tal como se utiliza en el software HTDP, se muestran en una hoja de cálculo de Mathcad® en el sitio web complementario de este libro: http://www.pearsonhighered.com/ghilani.

También es posible realizar la transformación en dos transformaciones separadas (horizontal y vertical). Esto es especialmente útil cuando las coordenadas de diseño se encuentran en un sistema de referencia local asignado arbitrariamente. En este caso, las coordenadas geodésicas derivadas del levantamiento GNSS se convierten a coordenadas en un sistema de proyección cartográfica (véase el Capítulo 20). Dado que solo el posicionamiento horizontal es en este caso, la transformación entre los sistemas de referencia se simplifica aún más utilizando una versión modificada de la transformación de coordenadas conforme bidimensional mostrada en la Ecuación (11.37). Para realizar esta transformación, se calculan los centroides de las coordenadas de las estaciones comunes y las coordenadas de ambos sistemas se trasladan según estos valores. Esto sitúa los orígenes de ambos sistemas de referencia en el centroide de los puntos comunes, eliminando así las traslaciones de la Ecuación (11.37). Utilizando las coordenadas trasladadas, se calcula la escala y la rotación restantes de la Ecuación (11.37). Siguiendo estos procedimientos, las coordenadas restantes derivadas del GNSS se pueden transformar al sistema de referencia local. Este proceso se muestra en el siguiente ejemplo.

8 El software HTDP se puede encontrar en http://www.ngs.noaa.gov/TOOLS/Htdp/Htdp.html.

■ Ejemplo 19.3

Un topógrafo establece una red de control de puntos utilizando un sistema de coordenadas arbitrario. Como preparación para el replanteo del proyecto mediante levantamiento cinemático (véase el Capítulo 15), el topógrafo reocupa cada estación con un receptor. Las coordenadas resultantes derivadas del GNSS se transforman en un sistema de coordenadas de proyección cartográfica bidimensional con los valores de coordenadas de estación comunes en ambos sistemas, que se enumeran en la Tabla 19.2. Determine la rotación y la escala entre los marcos de referencia arbitrarios y mundiales.

Solución

Se utilizó una proyección cartográfica estereográfica oblicua (véase la Sección 20.13.1) para transformar las coordenadas geodésicas observadas derivadas por el software de aplicación en un sistema de coordenadas con el

centroide del proyecto en su origen. Los valores promedio de las coordenadas (centroide) en el sistema de referencia local son

$$X_0 = \frac{5000{,}00 + 1978{,}54 + 6328{,}46 + 6058{,}04}{4} = 4841{,}26$$

$$Y_0 = \frac{5000{,}00 + 6075{,}88 + 5983{,}64 + 5000{,}00}{4} = 5514{,}88$$

Estos valores se utilizan para traducir las coordenadas arbitrarias a un origen común, lo que da como resultado el siguiente conjunto de coordenadas. También se muestran la altura ortométrica local y la altura ortométrica derivada del GNSS.

TABLA 19.2 VALORES DE COORDENADAS DE ESTACIONES COMUNES

	Marco de referencia arbitrario		Marco de referencia GPS	
Estación	X (pies)	Y (pies)	**E (m)**	**N (m)**
A	5000,00	5000,00	635797,076	464685,605
B	1978,54	6075,88	625530,377	462379,464
C	6328,46	5983,64	637760,165	469740,901
D	6058,04	5000,00	638732,517	466538,417

	Arbitrario			GNSS		
Estación	$x' = X - X_0$ (pies)	$y' = Y - Y_0$ (pies)	H (m)	$e' = E - E_0$ (m)	$n' = N - N_0$ (m)	H(m)
A	158,74	−514,88	282,486	45,212	−157,888	282,476
B	−2862,72	561,00	296,577	−869,005	−188,611	296,571
C	1487,20	468,76	313,819	456,132	133,694	313,814
D	1216,78	−514,88	304,191	367,660	−164,417	304,205

Dado que los dos sistemas de coordenadas comparten un origen común, la ecuación (11.37) se modifica como

$$\begin{bmatrix} a & -b \\ b & a \end{bmatrix} \begin{bmatrix} e' \\ n' \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x' \\ y' \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} v_x \\ v_y \end{bmatrix} \qquad (19.12)$$

Sustituyendo las coordenadas anteriores en esta ecuación se obtiene como resultado

$$A = \begin{bmatrix} 45{,}212 & 157{,}888 \\ -157{,}888 & 45{,}212 \\ -869{,}005 & -188{,}611 \\ 188{,}611 & -869{,}005 \\ 456{,}132 & -133{,}694 \\ 133{,}694 & 456{,}132 \\ 367{,}660 & 164{,}417 \\ -164{,}417 & 367{,}660 \end{bmatrix} \quad X = \begin{bmatrix} a \\ b \end{bmatrix} \quad L = \begin{bmatrix} 158{,}74 \\ -514{,}88 \\ -2862{,}72 \\ 561{,}00 \\ 1487{,}20 \\ 468{,}76 \\ 1216{,}78 \\ -514{,}88 \end{bmatrix}$$

Utilizando la ecuación (16.6), la solución de este sistema $(AX = L + V)$ resulta en a = 3,27987 y b = 0,066308.

Reconociendo que $\tan(\theta) = \frac{b}{a}$, la escala y la rotación entre los dos sistemas de coordenadas son s = 3,28054 y

θ = 1°09'29,4", respectivamente. Estos valores se utilizan ahora junto con la ecuación (19.12) para transformar las coordenadas de la proyección cartográfica derivada del GNSS al sistema de coordenadas local arbitrario para cualquier punto adicional.

Obsérvese que el factor de escala es aproximadamente igual al factor de conversión de metros a pies de 3,28083. Obsérvese que los residuos calculados para las observaciones son 0,020; 0,027; -0,011; -0,003; -0,009; -0,016; -0,001 y -0,007, respectivamente, que se encuentran dentro de las precisiones observacionales del levantamiento cinemático para trabajo horizontal.

Las alturas derivadas del GNSS también pueden transformarse en un plano de nivel local. Este proceso debe tener en cuenta la traslación entre los dos sistemas y la oblicuidad de ambos planos. La oblicuidad de las dos superficies de nivel se corrige aplicando dos rotaciones en las direcciones cardinales norte y este para que la superficie de nivel derivada del GNSS quede paralela al plano horizontal local. Esto se realiza como sigue:

$$T_0 + r_e N_{GNSS} + r_n E_{GNSS} = H_L - H_G + v \qquad \textbf{(19.13)}$$

donde T_0 es la traslación entre los dos planos de nivel; N_{GNSS} y E_{GNSS} son los ejes norte y este de las coordenadas de proyección cartográfica derivadas del software de aplicación GNSS (véase el Ejemplo 19.3), respectivamente; r_e y r_n son las rotaciones sobre los ejes x e y, respectivamente; H_L es la altura local de los puntos de control utilizados en el diseño del proyecto; y H_G; es la altura geodésica del punto, obtenida mediante GNSS, o la altura ortométrica del punto, obtenida mediante la combinación de alturas geodésicas obtenidas mediante GNSS y un modelo geoidal.

Como se puede observar, la ecuación (19.13) implica tres parámetros desconocidos: T_0, r_e y r_n. Por lo tanto, se debe conocer un mínimo de tres puntos de referencia con alturas locales. Sin embargo, es recomendable tener siempre un cuarto punto de referencia por redundancia y para realizar comprobaciones. De nuevo, cuando se conocen menos de tres puntos de referencia, la traducción se puede calcular desde una sola estación. Sin embargo, la precisión de esta transformación disminuirá significativamente.

■ Ejemplo 19.4

Utilizando los datos del Ejemplo 19.3, determine los tres parámetros de transformación de la Ecuación (19.13).

Solución

Utilizando el norte (N), el este (E) y las alturas del Ejemplo 19.3 junto con la Ecuación (19.13), se obtienen las siguientes ecuaciones de observación.

$$A = \begin{bmatrix} 1 & -157{,}888 & 45{,}212 \\ 1 & 188{,}611 & -869{,}005 \\ 1 & 133{,}694 & 456{,}132 \\ 1 & -164{,}417 & 367{,}660 \end{bmatrix} \quad X = \begin{bmatrix} T_0 \\ r_e \\ r_n \end{bmatrix} \quad L = \begin{bmatrix} 0{,}025 \\ 0{,}021 \\ 0{,}018 \\ 0{,}001 \end{bmatrix}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones, AX = L + V, mediante la ecuación (16.6), se obtiene T_0 = 0,016, r_e = 2,2" y r_n = —1,3". Con estos parámetros de transformación y las coordenadas de proyección cartográfica derivadas del GNSS, una altura geodésica puede transformarse en una altura local. Los residuos resultantes para las observaciones son —0,011; 0,003; —0,003 y 0,011, respectivamente. Nuevamente, estos valores se encuentran dentro de la precisión vertical de las alturas observadas por el GNSS.

Para que las distancias obtenidas de los levantamientos GNSS coincidan con las distancias terrestres equivalentes, el plano de proyección cartográfica se lleva a la superficie utilizando un factor de escala adecuado. Como se explicó en la Sección 20.13.1, la proyección cartográfica estereográfica oblicua tiene un factor de escala definitorio de k_0 en su origen, que es el centroide de la proyección. Esto convierte a la proyección cartográfica estereográfica oblicua en la

proyección preferida para este proceso. Si este valor se establece en un valor de escala adecuado, la superficie plana de la proyección cartográfica coincidirá con la elevación del centroide. Por ejemplo, un factor de escala de

$$k_0 = 1 + \frac{H_{centroid}}{R_e} \qquad (19.14)$$

Este factor de escala se utiliza a menudo como uno de los parámetros que definen el sistema de proyección cartográfica estereográfica oblicua (véase la Sección 20.13.1). Las longitudes de las distancias se refinan aún más con el factor de escala derivado de la transformación de coordenadas conforme bidimensional, como se define en el Ejemplo 19.3. La combinación de estas escalas aplicada a las coordenadas geodésicas observadas y transformadas dará como resultado distancias que se asemejan mucho a sus valores terrestres equivalentes. Los cálculos para este problema se muestran en las hojas de trabajo de Mathcad® Helmert.xmcd y C19-6.xmcd, disponibles en el sitio web complementario de este libro.

■ 19.7 NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE PRECISIÓN PARA LEVANTAMIENTOS DE CONTROL

La precisión requerida para un levantamiento de control depende principalmente de su propósito.

Algunos factores importantes que afectan la precisión son el tipo y el estado del equipo utilizado, los procedimientos de campo adoptados y la experiencia y las capacidades del personal empleado. En 1984 y nuevamente en 1998, el Subcomité Federal de Control Geodético (FGCS) publicó diferentes conjuntos de normas detalladas de precisión y especificaciones para levantamientos geodésicos. 9 La justificación de ambos conjuntos de normas es doble:

(1) proporcionar un conjunto uniforme de normas que especifiquen las precisiones mínimas aceptables de los levantamientos de control para diversos propósitos y

(2) establecer especificaciones para la instrumentación, los procedimientos de campo y las comprobaciones de cierres incorrectos para garantizar que se alcance el nivel de precisión deseado.

La Tabla 19.3 enumera las normas de precisión del FGCS de 1998 para puntos de control. Estos estándares son independientes del método de levantamiento y se basan en un nivel de confianza del 95% (véase la Sección 16.12). Para cumplir con estos estándares, los puntos de control del levantamiento deben ser consistentes con todos los demás puntos de la red de control geodésico y no sólo con aquellos dentro de ese levantamiento en particular. En la Tabla 19.3, para levantamientos horizontales, el estándar de precisión especifica el radio de un círculo dentro del cual se encuentra la ubicación real o teórica del punto de levantamiento el 95% del tiempo. El estándar de precisión vertical especifica un valor lineal (más o menos) dentro del cual se encuentra la ubicación real o teórica del punto el 95% del tiempo. Los procedimientos que conducen a la clasificación según estos estándares implican cuatro pasos:

1. Se examinan las observaciones del levantamiento, los registros de campo, los croquis y demás documentación para garantizar que cumplan con las especificaciones para la precisión prevista del levantamiento.

9 Las normas de 1998 se titulan ESTÁNDARES DE PRECISIÓN DE POSICIONAMIENTO GEOESPACIAL, Parte 2: ESTÁNDARES PARA REDES GEODÉSICAS. Se pueden descargar del siguiente sitio web: http://www.fgdc.gov. Las normas de 1984, publicadas en un folleto titulado ESTÁNDARES Y ESPECIFICACIONES PARA REDES DE CONTROL GEODÉSICO, están disponibles en el Centro Nacional de Información Geodética. NOAA. Servicio Geodético Nacional. N/CG17, Estación SSMC3 09535,1315 Carretera Este-Oeste. Silver Spring, MD 20910.

TABLA 19.3 ESTÁNDARES DE PRECISIÓN FGCS 1998: ALTURA HORIZONTAL, ALTURA ELIPSOIDE Y ALTURA ORTOMÉTRICA

Clasificaciones de precisión	95% de confianza menor o igual a
1 milímetro	0,001 metros
2 milímetros	0,002 metros
5 milímetros	0,005 metros
1 centímetro	0,010 metros
2 centímetros	0,020 metros
5 centímetros	0,050 metros
1 decímetro	0,100 metros
2 decímetros	0,200 metros
5 decímetros	0,500 metros
1 metro	1,000 metros
2 metros	2,000 metros
5 metros	5,000 metros
10 metros	10,000 metros

2. Se analiza un ajuste de mínimos cuadrados mínimamente restringido de las observaciones del estudio para garantizar que estén libres de errores y que se hayan ponderado correctamente.

3. La precisión de los puntos de control en la red local existente a la que está vinculado el estudio se calcula mediante propagación de errores aleatorios y se pondera en consecuencia en el ajuste de mínimos cuadrados de la red del estudio.

4. La precisión del estudio se verifica con un nivel de confianza del 95% comparando los resultados del ajuste mínimamente restringido con el control establecido. La comparación tiene en cuenta la precisión de la red del control existente, así como efectos sistemáticos como el movimiento de la corteza o la distorsión del datum.

Dado que muchos productos existentes, incluidas las hojas de datos de control en el datum NAD83, hacen referencia a las normas de 1984, estas también se describirán. Este conjunto anterior de normas estableció tres órdenes distintos de precisión para regir los estudios de control tradicionales, en orden descendente: primer orden, segundo orden y tercer orden. Para los levantamientos de control horizontales, los de segundo y tercer orden tienen dos categorías de precisión independientes: clase I y clase II. Para los levantamientos verticales, los de primer y segundo orden tienen divisiones de precisión de clase I y clase II. En 1985, se definieron tres nuevos órdenes de precisión para los levantamientos GNSS (véase la Sección 14.5.1). Estos fueron los órdenes AA, A y B. En estas normas también se especificó otro orden de precisión inferior para los levantamientos GNSS, identificado como Orden C. Este orden se superpone a los tres órdenes de precisión aplicados a los levantamientos horizontales tradicionales (véanse las Tablas 19.4 y 14.5).

TABLA 19.4 ESTÁNDARES DE PRECISIÓN DE LOS LEVANTAMIENTOS DE CONTROL HORIZONTAL FGCS DE 1984 Y 1985

Orden GPS*	Orden y clase de levantamientos tradicionales**	Precisión relativa requerida entre puntos
Orden AA		1 parte en 100.000.000
Orden A		1 parte en 10.000.000
Orden B		1 parte en 1.000.000
Orden C-1	Primer orden	1 parte en 100.000
	Segundo orden	
Orden C-2-1	Clase I	1 parte en 50.000
Orden C-2- II	Clase II	1 parte en 20.000
	Tercer orden	
Orden C-3	Clase I	1 parte en 10.000
	Clase II	1 parte en 5.000

*Publicado en 1985
**Publicado en 1984

Los levantamientos de triangulación, trilateración y poligonaciones se incluyen en las normas y especificaciones de control horizontal de 1984, y la nivelación diferencial se aborda en la sección de control vertical.

Las Tablas 19.4 y 19.5 presentan los estándares de precisión del FGCS de 1984 requeridos para los diversos órdenes y clases de levantamientos de control horizontal y vertical, respectivamente. Los valores de la Tabla 19.4 son las razones de los errores de posición relativos permisibles de un par de puntos de control horizontal respecto a la distancia horizontal que los separa. Por lo tanto, se espera que dos estaciones de primer orden ubicadas a 100 km (60 mi) de distancia estén correctamente ubicadas entre sí con una precisión de ± 1 m.

La Tabla 19.5 presenta los errores máximos de elevación relativa permisibles entre dos puntos de referencia, determinados mediante un ajuste de mínimos cuadrados ponderado (véase el Capítulo 16).

TABLA 19.5 ESTÁNDARES DE PRECISIÓN PARA ESTUDIOS DE CONTROL VERTICAL FGCS 1984

Orden y clase	Precisión relativa requerida entre puntos de referencia*
Primer orden	
Clase I	$0{,}5\ \text{mm} \times \sqrt{K}$
Clase II	$0{,}7\ \text{mm} \times \sqrt{K}$
Segundo orden	
Clase I	$1{,}0\ \text{mm} \times \sqrt{K}$
Clase II	$1{,}3\ \text{mm} \times \sqrt{K}$
Tercer orden	$2{,}0\ \text{mm} \times \sqrt{K}$

*K es la distancia entre puntos de referencia, en kilómetros

Por lo tanto, las elevaciones de dos puntos de referencia separados por 25 km, establecidas según estándares de clase I de segundo orden, deben tener una precisión de $\pm 1{,}0\sqrt{25} = \pm 5\ \text{mm}$. Estos estándares no coinciden con los

errores de cierre de bucle máximos permitidos para las cinco clases de nivelación que se indican en la Sección 5.5. Los valores de la Tabla 19.5 especifican las precisiones relativas de los puntos de referencia después del ajuste, mientras que los errores de cierre de bucle permiten evaluar los resultados de la nivelación diferencial antes del ajuste.

El éxito final de cualquier proyecto de ingeniería o cartografía depende de un control topográfico adecuado. Cuanto mayor sea el nivel de precisión exigido, mayor será el tiempo y los gastos necesarios. Por lo tanto, es importante seleccionar el nivel de precisión adecuado para cada proyecto y seguir cuidadosamente las especificaciones. Cabe destacar que, independientemente de la precisión con la que se realice un levantamiento topográfico de control, existirán errores en las posiciones calculadas de sus estaciones, pero un nivel de precisión mayor implica errores menores.

■ 1 9.8 EL SISTEMA NACIONAL DE REFERENCIA ESPACIAL

Para satisfacer las diversas necesidades locales de topógrafos, ingenieros y científicos, el gobierno federal ha establecido el Sistema Nacional de Referencia Espacial (NSRS, por sus siglas en inglés), compuesto por más de 270.000 puntos de referencia horizontales y aproximadamente 600.000 puntos de referencia en todo Estados Unidos. El Servicio Geodésico Nacional (NGS, por sus siglas en inglés) (que inició sus operaciones de topografía de control como el Servicio de la Costa en 1807, cambió a Servicio Costero en 1836, a Servicio Costero y Geodésico en 1878, y a una división del Servicio Nacional Oceánico (NOS, por sus siglas en inglés) en 1970) es el principal responsable del NSRS. Continúa colaborando y coordinando las actividades de topografía de control geodésico con otras agencias y con todos los estados para establecer nuevas estaciones de control del NSRS y modernizar y mantener las existentes. También difunde diversas publicaciones y software relacionados con la topografía geodésica.

El NSRS se divide en secciones horizontales y verticales. Todo el control dentro de cada sección se clasifica según un sistema de clasificación basado en su propósito y orden de precisión. Estos se describen en las dos secciones siguientes.

■ 1 9.9 JERARQUÍA DE LA RED NACIONAL DE CONTROL HORIZONTAL

La jerarquía de las estaciones de control dentro de la Red Nacional de Control Horizontal de la NSRS, de mayor a menor orden, y sus usos principales, son los siguientes:

La geodinámica global-regional consiste en puntos de levantamiento GPS que cumplen con los requisitos de precisión de Orden A. Estos se utilizan principalmente para estudios internacionales de deformación.

El control primario consiste en puntos de levantamiento GPS que cumplen con los requisitos de precisión de Orden A. Estos puntos se utilizan para estudios geodinámicos y de deformación regionales-locales.

El control secundario densifica la red dentro de las áreas rodeadas por el control primario, especialmente en terrenos de alto valor y para levantamientos de ingeniería de alta precisión. Los levantamientos de control secundario se ejecutan según los estándares de Orden B de GPS.

El control terrestre se utiliza para levantamientos de control dependientes que satisfacen las necesidades de cartografía, sistemas de información territorial, levantamientos de propiedades e ingeniería.

Esta red consta principalmente de estaciones establecidas mediante poligonal y triangulación según estándares de primer y segundo orden, y estaciones establecidas por GPS según estándares de Orden C.

El control local proporciona puntos de referencia para proyectos de construcción locales y cartografía topográfica a pequeña escala. Estos levantamientos se referencian a puntos de control de orden superior y, según los requisitos de precisión, pueden ser de tercer orden clase I o de tercer orden clase II.

■ 19.10 JERARQUÍA DE LA RED NACIONAL DE CONTROL VERTICAL

El esquema de puntos de referencia dentro de la Red Nacional de Control Vertical puede clasificarse de la siguiente manera:

El marco básico es una red nacional de puntos de referencia uniformemente distribuidos cuyas elevaciones se determinan con el máximo orden de precisión. Consiste en las redes A y B. En la red A, las líneas de nivel adyacentes están espaciadas idealmente a una distancia promedio de entre 100 y 300 km, utilizando estándares de clase I de primer orden; en la red B, la separación promedio ideal es de entre 50 y 100 km, y se especifican estándares de clase II de primer orden. Se colocan puntos de referencia de forma intermitente a lo largo de las líneas de nivel en ubicaciones convenientes.

La red secundaria densifica la estructura básica, especialmente en áreas metropolitanas y para grandes proyectos de ingeniería. Se establece según estándares de clase I de segundo orden.

El control de área general consiste en el control vertical para proyectos locales de ingeniería, topografía y cartografía. Se establece según estándares de clase II de segundo orden.

El control local proporciona referencias verticales para proyectos de ingeniería menores y cartografía topográfica a pequeña escala. Los puntos de referencia de esta categoría cumplen con los estándares de tercer orden.

■ 19.1 1 DESCRIPCIÓN DE LOS PUNTOS DE CONTROL

Para obtener el máximo beneficio de los estudios de control, las estaciones horizontales y los puntos de referencia se ubican en ubicaciones favorables para su uso posterior. Los puntos deben estar marcados permanentemente y adecuadamente descritos para garantizar su recuperación por futuros usuarios potenciales. Los hitos de referencia colocados por el NGS se marcan con discos de bronce de aproximadamente 3,5 pulgadas de diámetro, fijados en hormigón o lecho de roca.

La Figura 19.8 muestra dos tipos de estos discos.

Los procedimientos para establecer hitos o mojones permanentes varían según el tipo de suelo o roca, las condiciones climáticas y el uso previsto del hito. En los casos en que se puede excavar el suelo, los hitos se suelen colocar en hormigón que se extiende 30 cm o más por debajo de la profundidad máxima de congelación local. La base de la excavación suele ser más ancha que la parte superior para maximizar la estabilidad del hito durante los períodos de congelación y descongelación. Otra opción comúnmente utilizada hoy en día es clavar una varilla de acero inoxidable hasta el fondo utilizando herramientas eléctricas. Es común perforar a profundidades de 10 pies o más cuando se utiliza esta técnica. En el lecho rocoso, a menudo se perforan agujeros en la roca y el hito simplemente se cementa en el agujero. Se pueden utilizar otras variantes de amojonamiento (colocar hitos) siempre que los objetos resultantes se mantengan estables en sus posiciones.

El NGS clasifica sus hitos en su base de datos según su estabilidad. Los monumentos de código de calidad A son los más fiables y se espera que mantengan una elevación precisa. Estos hitos suelen ser afloramientos rocosos, lechos rocosos y elementos similares, además de estructuras masivas con cimientos profundos; estructuras grandes con cimientos sobre lechos rocosos; o enclaves profundos encamisados (10 pies o más) con tubos de acero galvanizado o varillas de acero galvanizado, acero inoxidable o aluminio. Los hitos de código de calidad B son aquellos que probablemente mantendrán una elevación precisa. Algunos ejemplos incluyen enclaves profundos sin encamisado (10 pieso más) con tubos de acero galvanizado o varillas de acero galvanizado, acero inoxidable o aluminio; Estructuras masivas distintas de las enumeradas en el Código de Calidad A, muros de contención masivos, estribos y pilares de puentes o túneles grandes, varillas o tuberías no especificadas en una manga de menos de 10 pies, o varillas de acero revestidas de cobre con manga. Los hitos del Código de Calidad C son aquellos que pueden mantener una elevación precisa, pero están sujetos a movimientos del terreno. Ejemplos de estos hitos incluyen varillas metálicas con placas de base de menos de 10 pies de profundidad, postes de hormigón (de 3 pies o más de profundidad), varillas o tuberías no especificadas de más de 10 pies de profundidad, rocas grandes, muros de contención para alcantarillas o puentes pequeños, zapatas o muros de cimentación de estructuras pequeñas o medianas, o cimentaciones como rellanos,

plataformas o escalones. Los hitos del Código de Calidad D son aquellos de estabilidad cuestionable. Los ejemplos incluyen objetos de carácter desconocido, varillas o tuberías de poca profundidad (menos de 10 pies), estructuras livianas, pavimentos como calles, bordillos o plataformas, pilotes y postes como picos en postes de servicios públicos, masas de concreto o postes de concreto de menos de 3 pies de profundidad.

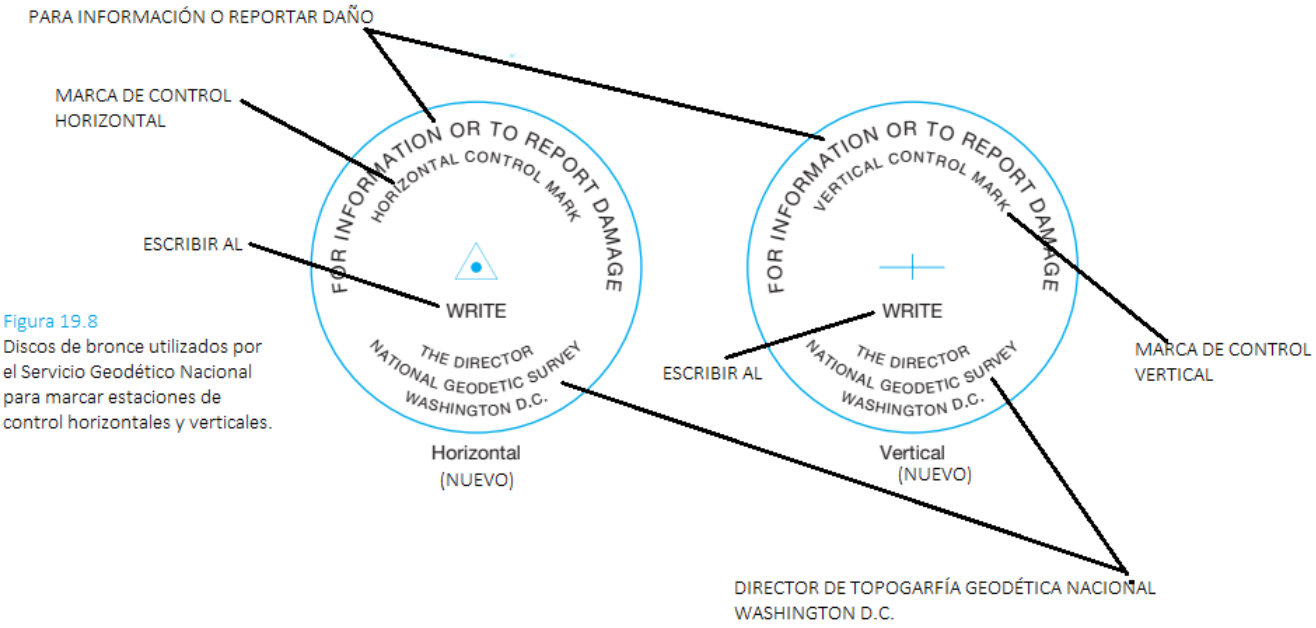


Figura 19.8
Discos de bronce utilizados por el Servicio Geodético Nacional para marcar estaciones de control horizontales y verticales.

El NGS pone a disposición de los topógrafos descripciones completas de todas sus estaciones de control. A modo de ejemplo, en la Figura 19.9 se presenta una lista parcial de la descripción real de una estación de control horizontal del NGS. Estas descripciones indican la ubicación general de cada estación en relación con las localidades cercanas, las instrucciones para llegar a la estación siguiendo las carreteras con nombre o numeradas de la zona y la ubicación precisa del monumento mediante distancias e indicaciones a varios objetos cercanos. Se proporciona la descripción específica de la estación, como por ejemplo, "un disco de triangulación colocado en un pozo de perforación en un afloramiento rocoso", junto con un registro del historial de recuperación. Datos proporcionados con las descripciones de los puntos de control horizontales incluyen el/los datum(s) utilizado(s) y la latitud y longitud geodésicas de la estación. También se proporcionan las coordenadas del plano de estado, el ángulo de convergencia y el factor de escala, las coordenadas UTM (véase el Capítulo 20) y la elevación y altura geoidal aproximadas (en metros).

Algunas descripciones de estaciones proporcionan azimuts geodésicos y de cuadrícula (véase el Capítulo 20) a una o más estaciones cercanas. Los azimuts geodésicos y de cuadrícula difieren en una cantidad igual al ángulo de convergencia, por lo que se debe seleccionar el azimut adecuado para los métodos topográficos específicos utilizados.

Como se muestra en la Figura 19.10, los datos de referencia publicados incluyen ubicaciones aproximadas de las estaciones y elevaciones ajustadas tanto en metros como en pies. Nuevamente, se identifica el datum relevante.

Además del control dentro de la red nacional establecida por el NGS, otras agencias federales, como el USGS, el Cuerpo de Ingenieros y la Autoridad del Valle de Tennessee, han colocado marcas adicionales en varias partes de Estados Unidos.

Es posible que las organizaciones estatales, de condado y municipales también hayan añadido el control. Cuando este trabajo se coordina a través del NGS, este distribuye las descripciones de las estaciones involucradas. Como se mencionó anteriormente, las descripciones completas de todos los puntos del Sistema Nacional de Referencia Espacial (NSRS) pueden obtenerse del NGS. 10 Esto incluye puntos de control horizontales, verticales y GNSS. Las descripciones pueden obtenerse en formato impreso o en formato informático en disquetes o discos compactos. ¡Sólo se necesitan cinco discos compactos para almacenar todos los datos del NSRS de todo Estados Unidos!

```
       National Geodetic Survey,   Retrieval Date = OCTOBER 18, 1999
LZ1878 ***********************************************************************
LZ1878  DESIGNATION -  HAYFIELD NE 1974
LZ1878  PID         -  LZ1878
LZ1878  STATE/COUNTY-  PA/LUZERNE
LZ1878  USGS QUAD   -  HARVEYS LAKE (1979)
LZ1878
LZ1878                         *CURRENT SURVEY CONTROL
LZ1878  ______________________________________________________________________
LZ1878* NAD 83(1986)-  41 18 20.25410(N)     076 00 57.00239(W)      ADJUSTED
LZ1878* NAVD 88     -       398.7    (meters)     1308.     (feet)  VERTCON
LZ1878  ______________________________________________________________________
LZ1878  LAPLACE CORR-           0.27  (seconds)                     DEFLEC99
LZ1878  GEOID HEIGHT-         -31.73  (meters)                      GEOID99
LZ1878
LZ1878  HORZ ORDER  -  SECOND
LZ1878
LZ1878.The horizontal coordinates were established by classical geodetic methods
LZ1878.and adjusted by the National Geodetic Survey in July 1986.
LZ1878.No horizontal observational check was made to the station.
LZ1878
LZ1878.The NAVD 88 height was computed by applying the VERTCON shift value to
LZ1878.the NGVD 29 height (displayed under SUPERSEDED SURVEY CONTROL.)
LZ1878
LZ1878.The Laplace correction was computed from DEFLEC99 derived deflections.
LZ1878
LZ1878.The geoid height was determined by GEOID99.
LZ1878
LZ1878;                     North         East     Units   Scale      Converg.
LZ1878;SPC PA N      -   127,939.400   745,212.637   MT  0.99995873 +1 08 50.0
LZ1878;UTM  18       - 4,573,182.989   414,962.076   MT  0.99968900 -0 40 14.0
LZ1878
LZ1878                           SUPERSEDED SURVEY CONTROL
LZ1878
LZ1878  NAD 27       -  41 18 19.96597(N)     076 00 58.27835(W) AD(       ) 2
LZ1878  NGVD 29      -       398.9    (m)          1309.     (f) VERT ANG
LZ1878
LZ1878.Superseded values are not recommended for survey control.
LZ1878.NGS no longer adjusts projects to the NAD 27 or NGVD 29 datums.
LZ1878.See file dsdata.txt to determine how the superseded data were derived.
LZ1878
LZ1878_STABILITY: C = MAY HOLD, BUT OF TYPE COMMONLY SUBJECT TO
LZ1878+STABILITY: SURFACE MOTION
LZ1878
LZ1878  HISTORY      - Date     Condition        Recov. By
LZ1878  HISTORY      - 1975     MONUMENTED       NGS
LZ1878
LZ1878                            STATION DESCRIPTION
LZ1878
LZ1878'DESCRIBED BY NATIONAL GEODETIC SURVEY 1975 (CLN)
LZ1878'THE STATION IS LOCATED ABOUT 3/4 MILE SOUTHEAST OF LEHMAN AND ON THE
LZ1878'GROUNDS OF THE PENNSYLVANIA STATE UNIVERSITY (WILKES-BARRE
LZ1878'CAMPUS).
 (continues...)
```

Figura 19.9 Listado parcial de la hoja de datos de la estación en el Sistema Nacional de Referencia Espacial (SNRS) para la estación de control horizontal Hayfield NE. (Cortesía del Servicio Geodético Nacional).

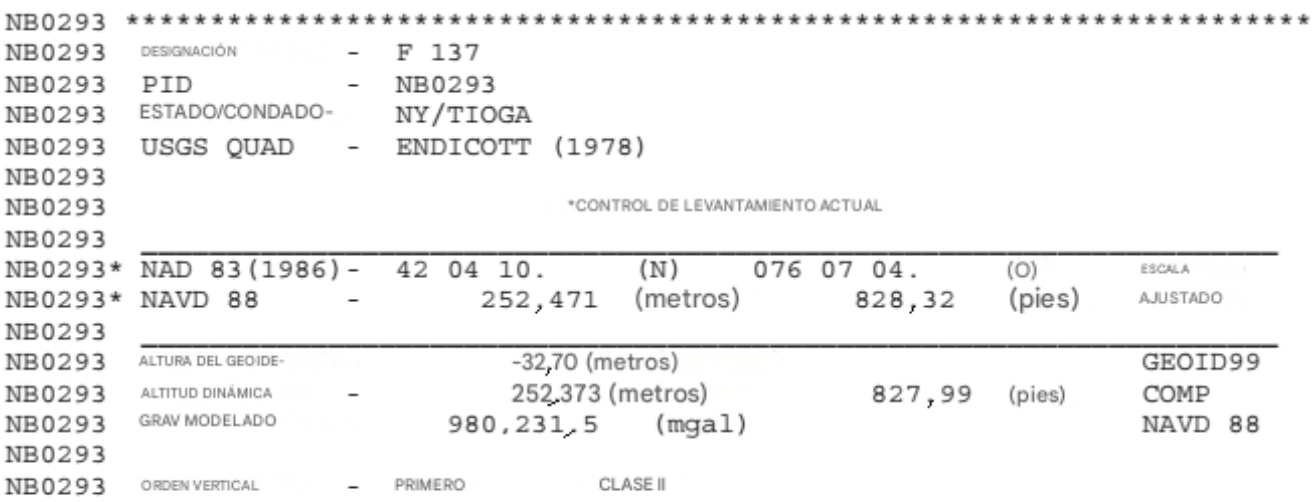


Figura 19.10 Un extracto de una hoja de datos NGS para el punto de referencia F 137. (Cortesía del National Geodetic Survey).

■ 19.12 PROCEDIMIENTOS DE CAMPO PARA LEVANTAMIENTOS DE CONTROL HORIZONTAL TRADICIONALES 11

Como se mencionó anteriormente, a pesar de la creciente importancia de los levantamientos GNSS, los levantamientos de control horizontal en áreas limitadas aún se realizan mediante los métodos tradicionales de triangulación, trilateración, poligonación precisa o una combinación de estos.

10 Es posible obtener hojas de datos directamente del sitio web de NGS en http://www.ngs.noaa.gov/datasheet.html. Este sitio web permite al usuario buscar hojas de datos de puntos de control según el nombre de la estación y el identificador permanente (PID), así como realizar búsquedas radiales y rectangulares desde una ubicación o desde un mapa de imagen interactivo.

11 "El término tradicional, tal como se utiliza aquí, implica métodos de levantamiento terrestre sin GNSS.

Estos métodos se describen brevemente en las subsecciones que siguen.

Los métodos tradicionales en los levantamientos de control horizontales requieren observaciones de distancias horizontales, ángulos y acimuts astronómicos. La teoría básica, el equipo y los procedimientos para realizar estas observaciones se han abordado en capítulos anteriores. Las siguientes secciones se centran en los procedimientos específicos de los levantamientos de control y en aspectos relacionados con la obtención de los altos niveles de precisión que generalmente se requieren para este tipo de levantamientos. Los lectores interesados en realizar levantamientos geodésicos tradicionales deben consultar los manuales del FGCS.

19.12.1 Triangulación

Antes de la aparición de los equipos electrónicos de medición de distancias, la triangulación era el método preferido y principal para los levantamientos de control horizontales, especialmente si se debían cubrir áreas extensas. Los ángulos se podían observar con mayor facilidad en comparación con las distancias, sobre todo en tramos largos sobre terrenos accidentados y boscosos, mediante la construcción de torres para elevar a los operadores y sus instrumentos. La triangulación posee un gran número de comprobaciones inherentes y condiciones de cierre que ayudan a detectar errores y equivocaciones en los datos de campo y aumentan la posibilidad de alcanzar un alto nivel de precisión.

Como su nombre lo indica, la triangulación utiliza figuras geométricas compuestas por triángulos. Se observan los ángulos horizontales y un número limitado de lados, llamados líneas de base, para determinar su longitud. Utilizando

los ángulos y las longitudes de las líneas de base, los triángulos se resuelven trigonométricamente y se calculan las posiciones de las estaciones (vértices).

Se emplean diferentes figuras geométricas para la extensión del control por triangulación, pero las cadenas de cuadriláteros llamadas arcos (Figura 19.11) han sido las más comunes. Son las figuras geométricas más simples que permiten comprobaciones de cierre rigurosas y ajustes de los errores de observación de campo, y permiten calcular las posiciones de los puntos mediante dos rutas independientes para las comprobaciones computacionales. Figuras más complejas, como la ilustrada en la Figura 19.12, se han utilizado con frecuencia para establecer el control horizontal por triangulación en áreas metropolitanas.

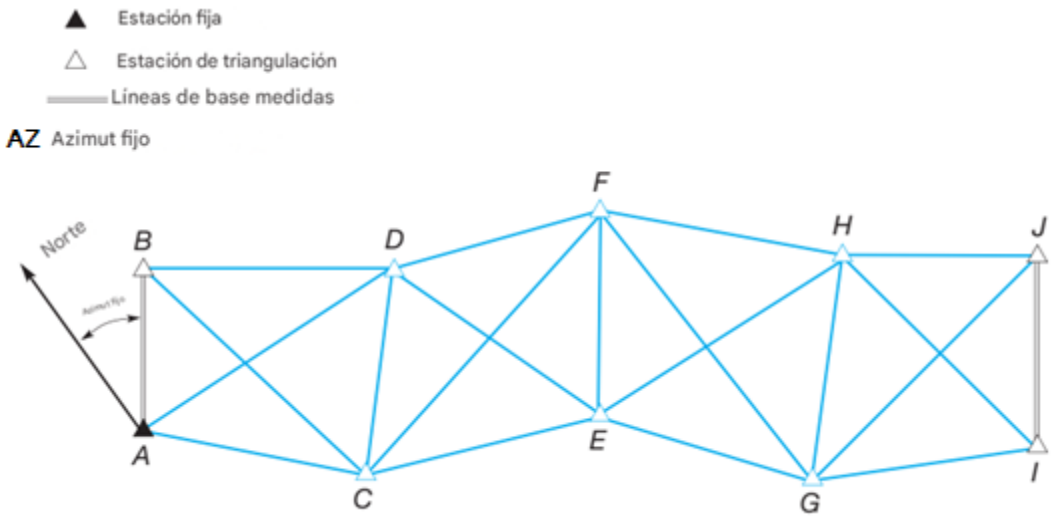


Figura 19.11 Cadena de cuadriláteros

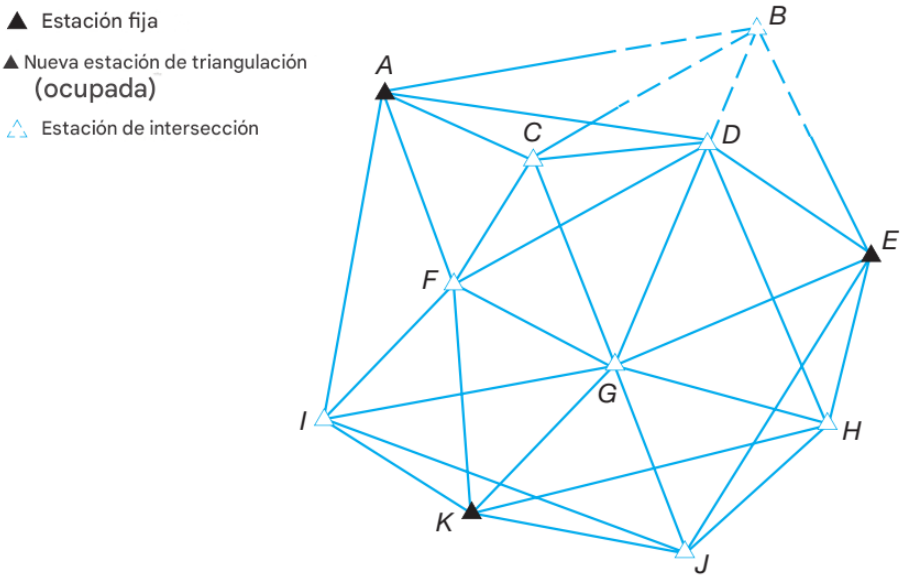


Figura 19.12 Red de triangulación para un estudio de control metropolitano

Al realizar levantamientos de triangulación, se pueden ubicar estaciones de intersección como parte del proyecto. En este proceso, se observan ángulos desde tantos puntos ocupados como sea posible hacia objetos altos y prominentes en el área, como torres de iglesias, chimeneas o torres de agua. Las estaciones de intersección no están ocupadas, pero se calculan sus posiciones; por lo tanto, están disponibles como puntos de referencia locales. Un ejemplo es la estación B en la Figura 19.12.

Para compensar los errores que se producen en las observaciones, es necesario ajustar las redes de triangulación. El método más riguroso utiliza mínimos cuadrados (véase el Capítulo 16). En este procedimiento, todas las observaciones de ángulo, distancia y azimut se incluyen simultáneamente en el ajuste y se les asignan ponderaciones relativas adecuadas según su precisión. El método de mínimos cuadrados no sólo proporciona las coordenadas de estación ajustadas más probables para un conjunto dado de datos y ponderaciones, sino que también proporciona sus precisiones.

19.12.2 Poligonación Precisa

La poligonación precisa es común entre los topógrafos locales para la extensión del control horizontal, especialmente en proyectos pequeños. El trabajo de campo consta de dos partes básicas: la observación de los ángulos horizontales en los ejes de la poligonación y la observación de las distancias entre estaciones. Con instrumentos de estación total, estas observaciones pueden realizarse simultáneamente. Las poligonaciones precisas siempre comienzan y terminan en estaciones establecidas por levantamientos de igual o mayor orden.

A diferencia de la triangulación, en la que las estaciones suelen estar muy separadas y ubicadas en las crestas y picos más altos de una zona, las rutas de las poligonaciones generalmente siguen las servidumbres de paso despejadas de carreteras y ferrocarriles, con estaciones ubicadas relativamente cerca unas de otras. Además de facilitar el trabajo de campo, esto proporciona una ventaja adicional en la accesibilidad a las estaciones. Las poligonaciones carecen de las comprobaciones automáticas inherentes a la triangulación, por lo que se debe extremar la precaución al observar para evitar errores. Además, dado que los recorridos suelen discurrir a lo largo de líneas simples, generalmente no son tan buenos como la triangulación para establecer control sobre áreas extensas.

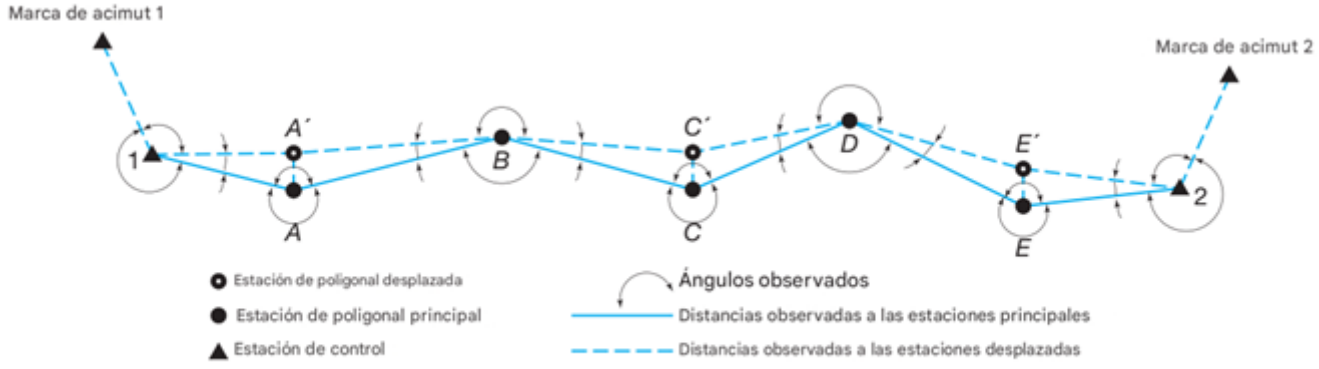


Figura 19.13 Poligonación de control con estaciones desplazadas

Las poligonaciones de control pueden reforzarse para proporcionar comprobaciones adicionales de los datos mediante el establecimiento de estaciones de desplazamiento como A', C' y E' de la Figura 19.13. Se establece una estación de desplazamiento cerca de cada dos estaciones principales de la poligonación. Al realizar las observaciones de campo, los instrumentos se configuran solo en las estaciones principales de la poligonación. Se observan todos los ángulos posibles con cierres de horizonte en cada estación; por lo tanto, se determinan cuatro ángulos en estaciones principales interiores y dos ángulos en estaciones principales con estaciones de desplazamiento cercanas. Este esquema de observación se muestra en la Figura 19.13. Además, se observan todas las distancias; es decir, en la estación 1 se observan las distancias 1A y 1A'; en la estación A, se observan las longitudes A1, AA' y AB, y así sucesivamente. Una vez completadas las observaciones de campo, la red puede ajustarse utilizando todas las observaciones mediante un ajuste de mínimos cuadrados, lo que proporciona comprobaciones geométricas para todas las observaciones de ángulos y distancias en la poligonación. Se podría obtener una mayor solidez geométrica de la figura observando también los ángulos en las estaciones de desplazamiento.

Al realizar poligonaciones para aumentar la eficiencia general del proyecto y mejorar la precisión angular, siempre es preferible tener distancias de visibilidad largas. Además, para evitar errores, es aconsejable evitar ángulos casi planos (valores cercanos a 180°) siempre que sea posible. Para lograr esto, se recomienda realizar un reconocimiento previo al levantamiento. Un error frecuente es construir la poligonación mientras se recopilan las observaciones. Esta técnica funciona en levantamientos de bajo orden, pero con frecuencia resulta en poligonaciones de control mal diseñadas.

Para poligonaciones largas, se pueden verificar los ángulos horizontales observados realizando observaciones astronómicas periódicas del azimut (véase el Apéndice C).

Estas deben coincidir con los valores calculados a partir de la dirección de la línea de partida y los ángulos horizontales observados. Sin embargo, si una poligonación se extiende en una dirección este-oeste apreciable, como se ilustra en la Figura 19.14, la convergencia meridiana provocará discrepancias entre los dos acimuts. Por ejemplo, en la Figura 19.14, el acimut FG obtenido desde la dirección AB y los ángulos horizontales observados deben ser iguales al acimut

astronómico FG + θ, donde θ es la convergencia meridiana. Una buena aproximación para la convergencia meridiana entre dos puntos de una poligonación es

$$\theta'' = \frac{\rho d \tan \phi}{R_e} \qquad (19.15)$$

donde θ" es la convergencia del meridiano, en segundos; *d* la distancia este-oeste entre los dos puntos en metros;R_e el radio medio de la Tierra (6.371.000 m); ∅ la latitud media de los dos puntos; y ρ el número de segundos por radián (206.265).

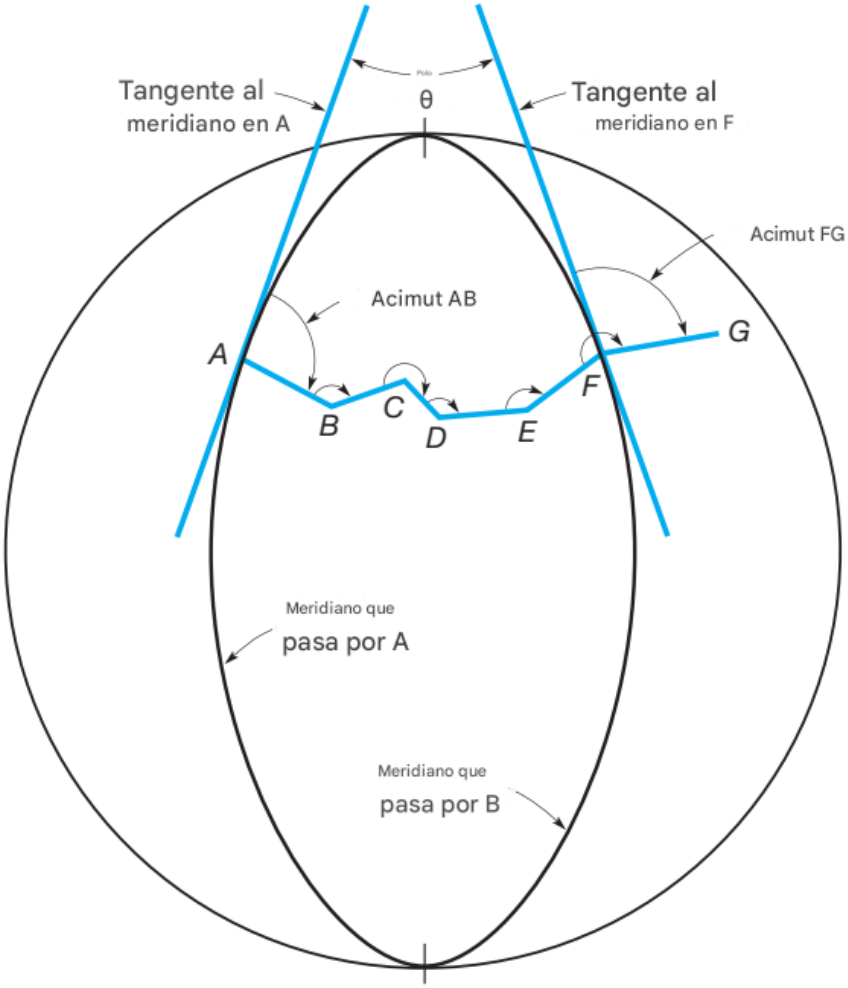


Figura 19.14
Convergencia de meridianos en poligonaciones largas de Este a Oeste

Debido a la convergencia meridiana, los acimuts de avance y retroceso de las líneas largas de este a oeste no difieren exactamente en 180°, sino en 180° ± θ. (Si la poligonación avanza en dirección este, el signo θ es positivo; si avanza en dirección oeste, el signo θ es negativo. Un esquema aclarará la situación). Según la ecuación (19.15), una poligonación de este a oeste de 1 milla de longitud a una latitud de 30° produce un ángulo de convergencia de aproximadamente 30". A una latitud de 45°, la convergencia es de aproximadamente 51"/milla de este a oeste. Estos cálculos ilustran que la magnitud de la convergencia puede ser apreciable y debe considerarse cuando se realizan observaciones astronómicas en relación con levantamientos de planos que suponen el eje y paralelo en toda el área del proyecto. Los procedimientos para el cálculo preciso de poligonaciones varían según se utilice un sistema de coordenadas de referencia geodésico o plano. En cualquier caso, es necesario primero eliminar errores y compensar los sistemáticos. En el ajuste, se aplican condiciones de cierre para (1) azimuts o ángulos, (2) desviaciones y (3) latitudes. Se recomienda utilizar el proceso más riguroso, el método de mínimos cuadrados (véase el Capítulo 16), ya que satisface simultáneamente las tres condiciones y proporciona residuos con la mayor probabilidad.

19.12.3 Trilateración

Latitud de los dos puntos; y p, el número de segundos por radián (206,265). Debido a la convergencia meridiana, los acimutes de avance y retroceso de las líneas largas de este a oeste no difieren exactamente en 180°, sino en 180° ± 0. (Si la travesía avanza en dirección este, el signo 0 es positivo; si avanza en dirección oeste, el signo 6 es negativo. Un

esquema aclarará la situación). Según la ecuación (19.15), una travesía de este a oeste de 1 milla de longitud a una latitud de 30° produce un ángulo de convergencia de aproximadamente 30". A una latitud de 45°, la convergencia es de aproximadamente 51"/milla de este a oeste. Estos cálculos ilustran que la magnitud de la convergencia puede ser apreciable y debe considerarse cuando se realizan observaciones astronómicas en relación con levantamientos de planos que suponen el eje y paralelo en toda el área del proyecto. Los procedimientos para el cálculo preciso de poligonales varían según se utilice un sistema de coordenadas de referencia geodésico o plano. En cualquier caso, es necesario primero eliminar errores y compensar los sistemáticos. Durante el ajuste, se aplican condiciones de cierre para (1) azimuts o ángulos, (2) desviaciones y (3) latitudes. Se recomienda utilizar el proceso más riguroso, el método de mínimos cuadrados (véase el Capítulo 16), ya que satisface simultáneamente las tres condiciones y proporciona residuos con la mayor probabilidad.

19.12.3 Trilateración

La trilateración, un método para levantamientos de control horizontal basado exclusivamente en distancias horizontales observadas, ha ganado aceptación gracias a la capacidad de medición electrónica de distancias. Tanto la triangulación como la poligonación requieren la medición de ángulos horizontales, que requiere mucho tiempo. Por lo tanto, los levantamientos de trilateración suelen ejecutarse con mayor rapidez y producir precisiones igualmente aceptables.

Las figuras geométricas utilizadas en la trilateración, aunque no están tan estandarizadas, son similares a las empleadas en la triangulación. Las estaciones deben ser intervisibles y, por lo tanto, se ubican en ubicaciones elevadas, a veces utilizando torres para elevar los instrumentos y observadores si es necesario.

Debido a los requisitos de intervisibilidad y a la conveniencia de tener redes esencialmente cuadradas, la trilateración es ideal para densificar el control en áreas metropolitanas y en grandes proyectos de ingeniería. En situaciones especiales donde la topografía u otras condiciones requieren figuras estrechas y alargadas, la lectura de algunos ángulos horizontales puede fortalecer la red. Además, para arcos de trilateración largos, las observaciones astronómicas de azimut pueden ayudar a evitar que la red se deforme en su dirección.

Al igual que en la triangulación, los levantamientos por trilateración pueden extenderse desde uno o más puntos de referencia con posición conocida. Si solo se fija una estación, se debe conocer u observar al menos un azimut.

Los cálculos de trilateración consisten en reducir las distancias de pendiente observadas a longitudes horizontales, luego al elipsoide y finalmente a longitudes de cuadrícula si los cálculos se realizan en sistemas de coordenadas del plano de estado (véase el Capítulo 20). Los errores de observación en las redes de trilateración deben ajustarse, preferiblemente mediante el método de mínimos cuadrados.

19.12.4 Redes Combinadas

Con la capacidad de observar fácilmente distancias y ángulos en el campo, las redes similares a la que se muestra en la Figura 19.12 son cada vez más populares. En una red combinada, se observan muchos o todos los ángulos y distancias. Estos levantamientos proporcionan la mayor solidez geométrica y la mayor precisión de coordenadas para las técnicas de levantamiento tradicionales. Como se describe en la Sección 19.14, todas las observaciones deben corregirse al elipsoide o a una cuadrícula cartográfica (véase el Capítulo 20). El método de mínimos cuadrados, descrito en el Capítulo 16, se utiliza para ajustar las observaciones.

■ 1 9.1 3 PROCEDIMIENTOS DE CAMPO PARA LEVANTAMIENTOS DE CONTROL VERTICAL

Los levantamientos de control vertical generalmente se realizan mediante nivelación diferencial directa o nivelación trigonométrica. El método seleccionado dependerá principalmente de la precisión requerida, aunque el tipo de terreno sobre el que se realizará la nivelación también es un factor. La nivelación diferencial, descrita en la Sección 5.4, suele ofrecer la mayor precisión. Los levantamientos GNSS pueden utilizarse para levantamientos de control vertical de orden inferior, pero para obtener elevaciones precisas con este método, es necesario conocer y aplicar las alturas geoidales del área (véase la Sección 19.5).

Aunque la nivelación trigonométrica ofrece una precisión ligeramente inferior a la nivelación diferencial, el método sigue siendo adecuado para numerosos proyectos, como el establecimiento de control vertical para cartografía topográfica o para replanteos de construcción de orden inferior. Es especialmente conveniente en terrenos accidentados o montañosos donde se encuentran grandes diferencias de elevación. Los procedimientos de campo para la nivelación trigonométrica y los métodos para reducir los datos se describen en la Sección 4.5.4.

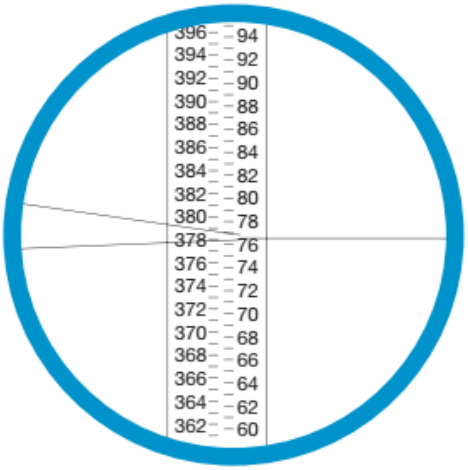


Figura 19.15
Retícula de un nivel de precisión mostrada con una varilla niveladora de precisión de doble escala métrica.

La nivelación diferencial puede producir distintos niveles de precisión, dependiendo de las precauciones tomadas. En esta sección sólo se considera la nivelación diferencial precisa, que produce resultados de la más alta calidad.

Como se indica en la Sección 19.7 y la Tabla 19.5, los estándares y especificaciones de precisión establecidos por el FGCS para varios niveles de nivelación diferencial. Para lograr los niveles más altos, se debe tener especial cuidado para minimizar los errores, pero se aplican los mismos principios básicos.

Se necesitan varillas de nivel especiales para un trabajo preciso. Tienen escalas graduadas en tiras de Invar, que se ven ligeramente afectadas por las variaciones de temperatura. Las varillas de nivel precisas están equipadas con niveles para facilitar la nivelación y soportes especiales que ayudan a mantener la varilla firme. Suelen tener dos escalas graduadas separadas.

Un tipo de varilla está dividida en centímetros en una tira de Invar en la parte frontal, con una escala en pies pintada en la parte posterior para verificar las lecturas y minimizar los errores. Un segundo tipo de mira, que se muestra en la Figura 19.15, tiene dos juegos de graduaciones en centímetros en la tira de invar, con la derecha desplazada con precisión de la izquierda por una constante, lo que permite verificar las lecturas.

Es preferible un clima nublado para una nivelación precisa, pero se puede usar un paraguas en días soleados para proteger el instrumento y evitar un calentamiento desigual, que provoca que la burbuja se desplace. (Un diseño recubre el vial con un protector de poliestireno). Los niveles automáticos no son tan susceptibles a errores causados por el calentamiento diferencial. No se debe intentar trabajar con precisión en días ventosos. Para obtener mejores resultados, se recomiendan distancias de referencia y de punto de vista cortas y aproximadamente iguales. La Tabla 19.6 enumera las distancias máximas de visibilidad y las diferencias permitidas entre las longitudes de referencia y de punto de vista para la nivelación de primer, segundo y tercer orden. Los técnicos en nivelación pueden medir o contar la longitud de los rieles o las juntas de las losas de las carreteras para establecer las distancias de visibilidad, cuya precisión se verifica posteriormente mediante métodos estadígrafos de tres hilos (véase la Sección 5.8). Una nivelación precisa exige puntos de giro de buena calidad. Las líneas de visión no deben pasar a menos de 0,5 m de cualquier superficie, por ejemplo, el suelo, para minimizar la refracción. Las lecturas en cualquier configuración deben completarse en rápida sucesión; de lo contrario, los cambios en las condiciones atmosféricas podrían alterar significativamente las características de refracción entre ellas.

La nivelación de tres hilos se ha empleado para gran parte del trabajo de precisión en Estados Unidos. En este procedimiento, como se describe en la Sección 5.8, las lecturas de las varillas se toman y registran los cables transversales superior, medio e inferior para cada punto atrás y punto adelante.

TABLA 19.6 CONDICIONES DE CAMPO RECOMENDADAS PARA UNA NIVELACIÓN PRECISA

Clase de orden	Primero I	Primero II	Segundo I	Segundo II	Tercero
Longitud máxima de mira (m).	50	60	60	70	90
La diferencia entre las longitudes de mira adelante y mira atrás nunca debe exceder					
por configuración (m)	2	5	5	10	10
por sección (m)	4	10	10	10	10

La diferencia entre las lecturas superior e intermedia se compara con la diferencia entre los valores intermedio e inferior para una verificación, y se utiliza el promedio de las tres lecturas. En la Figura 5.9 se ilustra un ejemplo de notas de campo para nivelación de tres hilos. Al utilizar un nivel digital, la diferencia de elevación, junto con la longitud de la mira hacia atrás o hacia adelante, se puede registrar digitalmente para cada mira.

Una segunda técnica de nivelación precisa emplea el micrómetro de placas paralelas conectado a un instrumento de nivelación preciso y un par de varillas de precisión como las descritas anteriormente.

Generalmente, se recomienda diseñar redes de nivelación grandes para que varios circuitos más pequeños estén interconectados. Esto permite realizar verificaciones que aíslan errores o errores mayores. Por ejemplo, en la Figura 19.16, se requiere determinar las elevaciones de los puntos X, Y y Z comenzando desde el BM A y cerrando en el BM B.

Como mínimo, el trazado de las líneas de nivel 1 a 4 podría lograr esto, pero si se obtuviera un cierre incorrecto inaceptable en el BM B, sería imposible descubrir en qué línea se produjo el error. Si se trazan las líneas adicionales 5, 6 y 7, el cálculo de las diferencias de elevación por otras rutas a través de la red debería aislar el error. Además, al incluir las observaciones complementarias, se aumenta la precisión de las elevaciones resultantes en X, Y y Z.

Para líneas largas, un procedimiento utilizado para ayudar a aislar errores y minimizar el tiempo de campo consiste en ejecutar pequeños bucles con aproximadamente cinco configuraciones entre puntos de referencia temporales. En este procedimiento, a medida que se completa cada bucle, se verifica su cierre aceptable antes de continuar con el siguiente. Este procedimiento aumenta el número de observaciones, pero ayuda a minimizar el tiempo que es necesario descubrir los errores.

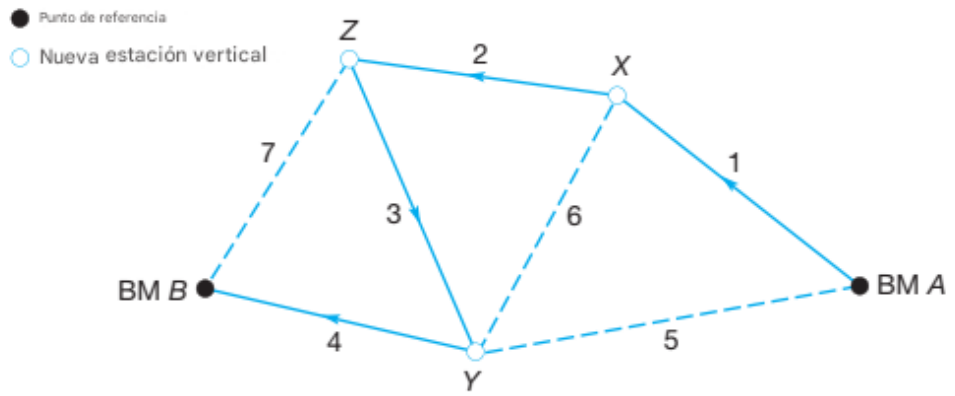


Figura 19.16
Red de interconexión de niveles.

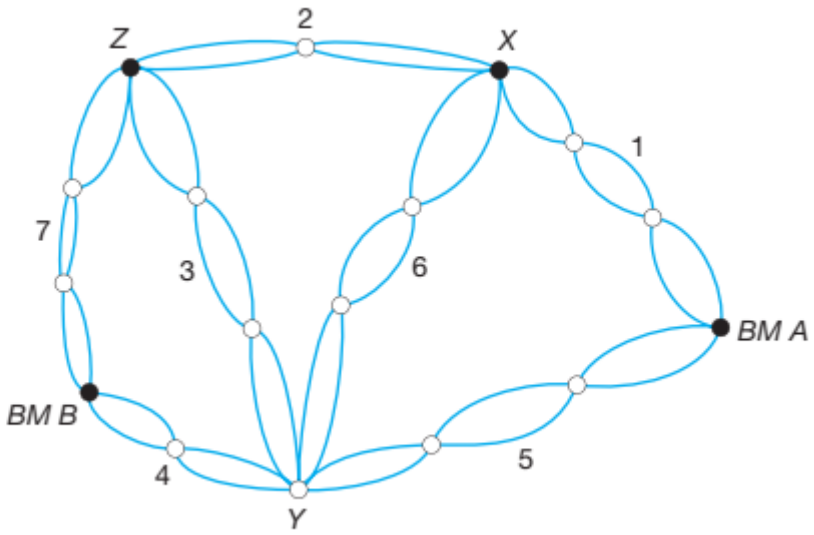


Figura 19.17
Nivelación de la red realizada en pequeños bucles de cierre.

Cada bucle más pequeño se conecta a errores subsiguientes hasta que se observa toda la red. La Figura 19.17 muestra este procedimiento.

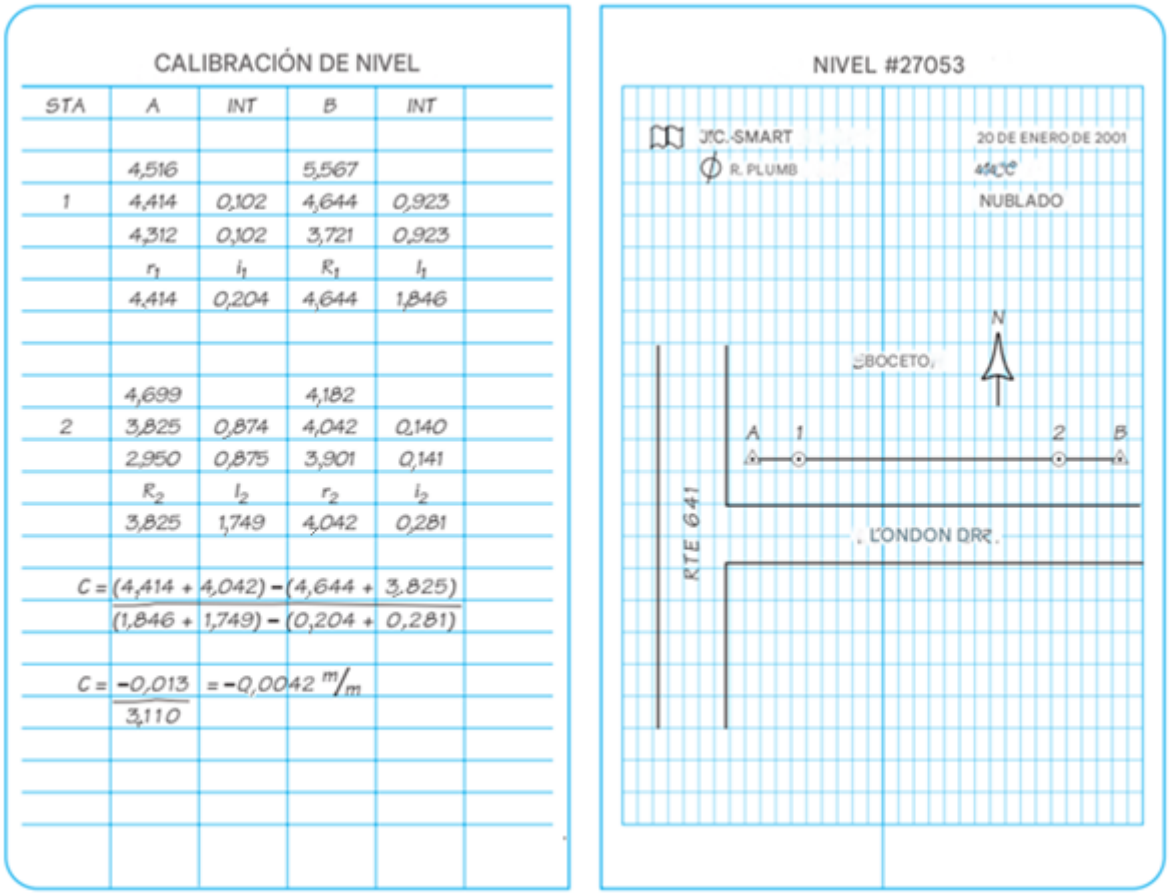
En la nivelación diferencial precisa, es necesaria la calibración frecuente del instrumento de nivelación para determinar su error de colimación. Existe un error de colimación si, después de nivelar el instrumento, su línea de visión se inclina o se deprime con respecto a la horizontal. Esto causa errores en la determinación de elevaciones cuando las distancias de referencia y de vista anterior no son iguales. Sin embargo, estos errores pueden eliminarse si se conoce la magnitud del error de colimación.

Para determinar el error de colimación se puede utilizar un método originado en el Servicio Geodésico Nacional. Requiere una línea base de aproximadamente 90 m (300 pies) de longitud. Se colocan estacas en cada extremo de la línea y en dos estaciones intermedias ubicadas aproximadamente a 6 m (20 pies) y 12 m (40 pies) de ambos extremos. La Figura 19.18 muestra un ejemplo de notas de campo para determinar el error de colimación e incluye un boceto que ilustra la disposición de la línea base. Con el instrumento en la estación 1, se observan los hilos de guía r_1 y R_1 en las estaciones A y B, respectivamente. Si no hay error de colimación, la diferencia de elevación real ΔH de estas observaciones sería r_1 - R_1. Sin embargo, si existe un error de colimación, cada observación debe corregirse añadiendo una cantidad proporcional a la distancia horizontal entre el nivel y la mira. La distancia horizontal se mide mediante el intervalo de la escala de coordenadas (véase la Sección 16.9.2). Al introducir las correcciones de colimación, la diferencia de elevación real ΔH es

$$\Delta H = [r_1 + C(i_1)] - [R_1 + C(I_1)] \qquad \textbf{(a)}$$

En la ecuación (a), i_1e I_1 son los intervalos estadimétricos (diferencias entre los valores de la línea transversal superior e inferior) para las lecturas de la mira en las estaciones A y B, respectivamente, y C es el factor de colimación (en pies por pie, o metros por metro, del intervalo estadimétrico). Se puede escribir una ecuación similar para la diferencia de elevación real para las lecturas de la mira R_2 y r_2 tomadas en las estaciones A y B, respectivamente, desde la estación 2, o

$$\Delta H = [R_2 + C(I_2)] - [r_2 + C(i_2)] \qquad \textbf{(b)}$$



CALIBRACIÓN DE NIVEL

STA	A	INT	B	INT
	4,516		5,567	
1	4,414	0,102	4,644	0,923
	4,312	0,102	3,721	0,923
	r_1	i_1	R_1	I_1
	4,414	0,204	4,644	1,846
	4,699		4,182	
2	3,825	0,874	4,042	0,140
	2,950	0,875	3,901	0,141
	R_2	I_2	r_2	i_2
	3,825	1,749	4,042	0,281

$$C = \frac{(4{,}414 + 4{,}042) - (4{,}644 + 3{,}825)}{(1{,}846 + 1{,}749) - (0{,}204 + 0{,}281)}$$

$$C = \frac{-0{,}013}{3{,}110} = -0{,}0042\ ^{m}/_{m}$$

NIVEL #27053

J/C.-SMART
R. PLUMB
20 DE ENERO DE 2001
45°C
NUBLADO

BOCETO.

N

A 1 2 B

RTE 641

LONDON DRZ.

Figura 19.18 Notas de campo para determinar el factor de colimación.

Nótese que en las ecuaciones (a) y (b), las *R* e *I* mayúsculas corresponden a las miras más largas, y las *r* e *i* minúsculas corresponden a las miras más cortas. Igualando los lados derechos de las ecuaciones (a) y (b), y reduciendo, se obtiene

$$C = \frac{(r_1 + r_2) - (R_1 + R_2)}{(I_1 + I_2) - (i_1 + i_2)} \qquad \textbf{(19.16)}$$

Como se indicó anteriormente, las unidades del factor de colimación calculado mediante la ecuación (19.16) se expresan en pies por pie o metros por metro de intervalo estadimétrico. El cálculo del factor se ilustra en la Figura 19.18 para los datos de las notas de campo (expresados en pies).

Dado que la corrección de colimación aumenta linealmente con la distancia, no es necesario aplicarla a cada referencia atrás y a cada referencia adelante. En su lugar, la diferencia de elevación corregida $\Delta H'$ para cualquier bucle o sección nivelada se calcula como

$$\Delta H' = \Sigma BS - \Sigma FS + C(\Sigma I_{BS} - \Sigma I_{FS}) \qquad \textbf{(19.17)}$$

Donde ΣBS es la suma de las lecturas del hilo medio de las miras atrás en el bucle o sección; ΣFS es el total de las miras adelante en el hilo medio; ΣI_{BS} y ΣI_{FS} son las sumas de los intervalos estadimétricos para las miras atrás y adelante, respectivamente.

■ Ejemplo 19.5

La sección del BM A al BM 3 se nivela utilizando el instrumento cuyo factor de colimación de —0,00012 m/m del intervalo se determinó en las notas de campo de la Figura 19.18. La suma de las miras atrás es de 125,590 m y la suma

de las miras adelante es de 88,330 m. Los intervalos estadimétricos de la mira atrás suman 351,52 m, mientras que la suma de los intervalos de la mira adelante es de 548,40 m. Halle la diferencia de elevación corregida.

Solución

Por la ecuación (19.17)

$$\Delta H' = (125{,}590 - 88{,}330) + (-0{,}00012)(351{,}52 - 548{,}40)$$
$$= 37{,}260 + 0{,}024 = 37{,}284 \text{ m}$$

Independientemente de las precauciones tomadas en las observaciones de campo, los errores se acumulan en la nivelación y deben ajustarse para lograr un cierre matemático perfecto. Para bucles de nivel simples, se pueden seguir los procedimientos de ajuste presentados en la Sección 5.6; para redes de nivel interconectadas, como las de las Figuras 19.16 y 19.17, es preferible el método de mínimos cuadrados. En la Sección 16.6 se presenta un ejemplo de ajuste por mínimos cuadrados de una red interconectada.

■ 19.14 REDUCCIÓN DE LAS OBSERVACIONES DE CAMPO A SUS VALORES GEODÉSICOS

Los instrumentos topográficos tradicionales, como niveles y estaciones totales, se orientan con respecto a la superficie gravitacional local. En trabajos geodésicos, dado que los levantamientos horizontales se referencian a un elipsoide y los verticales al geoide, es necesario realizar correcciones en las observaciones de campo para obtener sus valores geodésicos equivalentes.

Las siguientes subsecciones describen algunas de estas correcciones. Muchos de estos cálculos se muestran en la hoja de cálculo geodobs.xmcd de Mathcad®, disponible en el sitio web complementario de Prentice Hall para este libro. Además, WOLFPACK, disponible en el mismo sitio web, ofrece opciones para realizar estos cálculos.

19.14.1 Reducción de las observaciones de distancia mediante elevaciones

En los cálculos de levantamientos de control geodésico, las distancias de pendiente observadas (a veces llamadas distancias oblicuas) deben reducirse primero a la superficie del elipsoide. Observadas las distancias en los levantamientos geodésicos suelen ser largas y, por lo tanto, las técnicas de reducción de líneas cortas descritas en la Sección 6.13 no proporcionan una precisión satisfactoria. Esto es especialmente cierto para líneas largas con una inclinación pronunciada.

Aquí se describe un procedimiento para reducir distancias de pendiente largas a sus longitudes de elipsoide. El método se basa en las diferencias de elevación entre los puntos finales de la línea inclinada. En la Figura 19.19, un instrumento EDM está en A, un reflector en B y S es la distancia de pendiente observada de A a B. (Suponga que S se ha corregido para las condiciones meteorológicas). La longitud D_1 es la distancia de "marca a marca" entre las estaciones A y B. Las distancias de marca a marca se aplican tanto a las líneas de calibración EDM como a las líneas base GNSS. La longitud D_2 es la distancia de arco en el elipsoide, también conocida como distancia geodésica. Es la longitud requerida para la mayoría de los cálculos geodésicos. La distancia D_3 es la longitud de la cuerda elipsoidal entre las estaciones A y B.

En la Figura 19.19, sean $h_1' = h_1 + hi$ and $h_2' = h_2 + hr$, donde hi y hr son las alturas del instrumento y del reflector, respectivamente, sobre las estaciones A y B, y h_1 y h_2 son las alturas geodésicas en A y B, respectivamente. Al expresar la relación de los tres lados del triángulo ABO mediante la ley de los cosenos [véase la Ecuación (11.2)], se obtiene

$$S^2 = (R_\alpha + h_1')^2 + (R_\alpha + h_2')^2 - 2(R_\alpha + h_1')(R_\alpha + h_2') \cos\theta \quad \textbf{(19.18)}$$

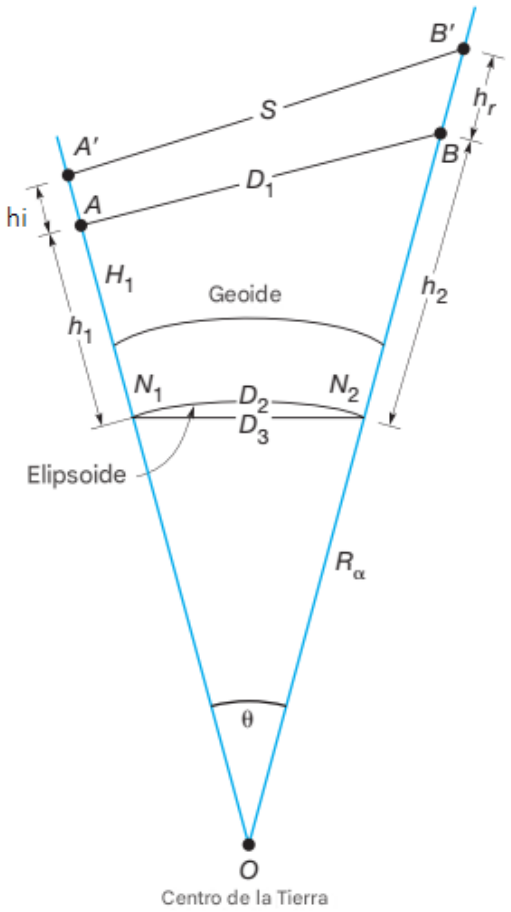


Figura 19.19
Reducción de longitudes largas al elipsoide basada en elevaciones

donde R_α es el radio de la Tierra en el acimut de la distancia desde el punto A, como se define en la ecuación (19.6), y θ es el ángulo subtendido por las verticales desde los puntos A y B. Sustituyendo la identidad trigonométrica de $\cos\theta = 1 - 2\sin^2(\theta/2)$ en la ecuación (19.18) y expandiéndola, se obtiene

$$S^2 = (h_2' - h_1')^2 + 4R_\alpha^2\left(1 + \frac{h_1'}{R_\alpha}\right)\left(1 + \frac{h_2'}{R_\alpha}\right)\sin^2\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad \textbf{(19.19)}$$

Sustituyendo $\Delta h' = h_2' - h_1'$ and $D_3 = 2R_\alpha \sin(\theta/2)$ en la ecuación (19.19), la expresión se reduce a

$$S^2 = \Delta h'^2 + \left(1 + \frac{h_1'}{R_\alpha}\right)\left(1 + \frac{h_2'}{R_\alpha}\right)D_3^2 \quad \textbf{(19.20)}$$

Resolviendo la ecuación (19.20) para D_3 se obtiene la siguiente expresión para la longitud de la cuerda elipsoidal:

$$D_3 = \sqrt{\frac{S^2 - \Delta h'^2}{\left(1 + \frac{h_1'}{R_\alpha}\right)\left(1 + \frac{h_2'}{R_\alpha}\right)}} \quad \textbf{(19.21)}$$

La longitud del arco en el elipsoide (distancia geodésica o longitud geodésica) se puede calcular a partir de esta distancia de cuerda como

$$D_2 = 2R_\alpha \sin^{-1}\left(\frac{D_3}{2R_\alpha}\right) \qquad (19.22)$$

Las ecuaciones (19.21) y (19.22) se pueden utilizar para calcular la distancia en cualquier superficie nivelada simplemente modificando las alturas de los extremos según corresponda. Es importante tener en cuenta que la unidad del arcoseno en la ecuación (19.22) es en radianes.

Para calcular la distancia de cuerda entre dos puntos a diferentes elevaciones, por ejemplo, D_1, en la figura 19.19, se utiliza la siguiente ecuación.

$$D_1 = \sqrt{D_3^2\left(1 + \frac{h_1}{R_\alpha}\right)\left(1 + \frac{h_2}{R_\alpha}\right) + (h_2 - h_1)^2} \qquad (19.23)$$

■ Ejemplo 19.6

Se observa una distancia de pendiente de 5000,000 m entre dos puntos A y B, cuyas alturas ortométricas son 451,200 y 221,750 m, respectivamente. La ondulación geoidal en el punto A es de -29,7 m y en el punto B, de -29,5 m. La altura del instrumento en el momento de la observación era de 1,500 m y la del reflector, de 1,250 m. ¿Cuáles son las distancias geodésicas y de marca a marca para esta observación?

(Utilice un valor de 6.386.152,318 m para R_α en la dirección AB).

Solución

Por la ecuación (19.7), las alturas geodésicas en los puntos A y B son

$$h_A = 451{,}200 - 29{,}7 = 421{,}500 \text{ m}$$
$$h_B = 221{,}750 - 29{,}5 = 192{,}250 \text{ m}$$

Por lo tanto, h'_A = 421,500 + 1,500 = 423,000 m. h'_B = 192,250 + 1,250 = 193,500, $\Delta h'$ = 193,500 – 423,000 = -229,500 m, y por la ecuación (19.20), la distancia de la cuerda elipsoidal D_3 es

$$D_3 = \sqrt{\frac{5000^2 - 229{,}5^2}{\left(1 + \frac{423{,}0}{R_\alpha}\right)\left(1 + \frac{193{,}5}{R_\alpha}\right)}} = 4994{,}489 \text{ m}$$

Por la ecuación (19.22), el arco elipsoidal reducido, o longitud geodésica, para la línea AB es

$$D_2 = 2R_\alpha \sin^{-1}\left(\frac{4994{,}489}{2R_\alpha}\right) = 4994{,}489 \text{ m}$$

Finalmente, por la ecuación (19.23), la distancia de marca a marca es

$$D_1 = \sqrt{4994{,}489^2\left(1 + \frac{421{,}500}{R_\alpha}\right)\left(1 + \frac{192{,}250}{R_\alpha}\right) + (192{,}25 - 421{,}5)^2}$$
$$= 4999{,}987 \text{ m}$$

Tenga en cuenta que las longitudes del arco y la cuerda del elipsoide son iguales al milímetro más cercano. Sin embargo, a medida que las líneas se alargan, esto no será necesariamente así. No obstante, para la mayoría de las observaciones geodésicas, estos valores de arco y cuerda generalmente serán casi iguales. Tenga en cuenta también que la distancia de pendiente observada difiere de la distancia entre marcas en 13 mm. Finalmente, si se hubiera utilizado el procedimiento de reducción de línea corta de la Sección 6.13, se habría obtenido un error de más de 0,2 m.

19.14.2 Reducción de observaciones de distancia mediante ángulos verticales

La Figura 19.20 ilustra una distancia de pendiente S observada de A a B. Los puntos A y B representan un instrumento EDM y un reflector, respectivamente. O es el centro de la Tierra y R_α su radio en la dirección del acimut, según lo definido por la Ecuación (19.6).

Los ángulos verticales α y β se observaron en A y B, respectivamente. El arco AB_2, cuya cuerda se aproxima bastante, es la distancia horizontal requerida. Si se utilizaran los procedimientos de reducción de línea corta de la Sección 6.13, se obtendría la distancia horizontal AB_1, cuyo error sería B_1B_2. El arco A'B' es la distancia elipsoide requerida.

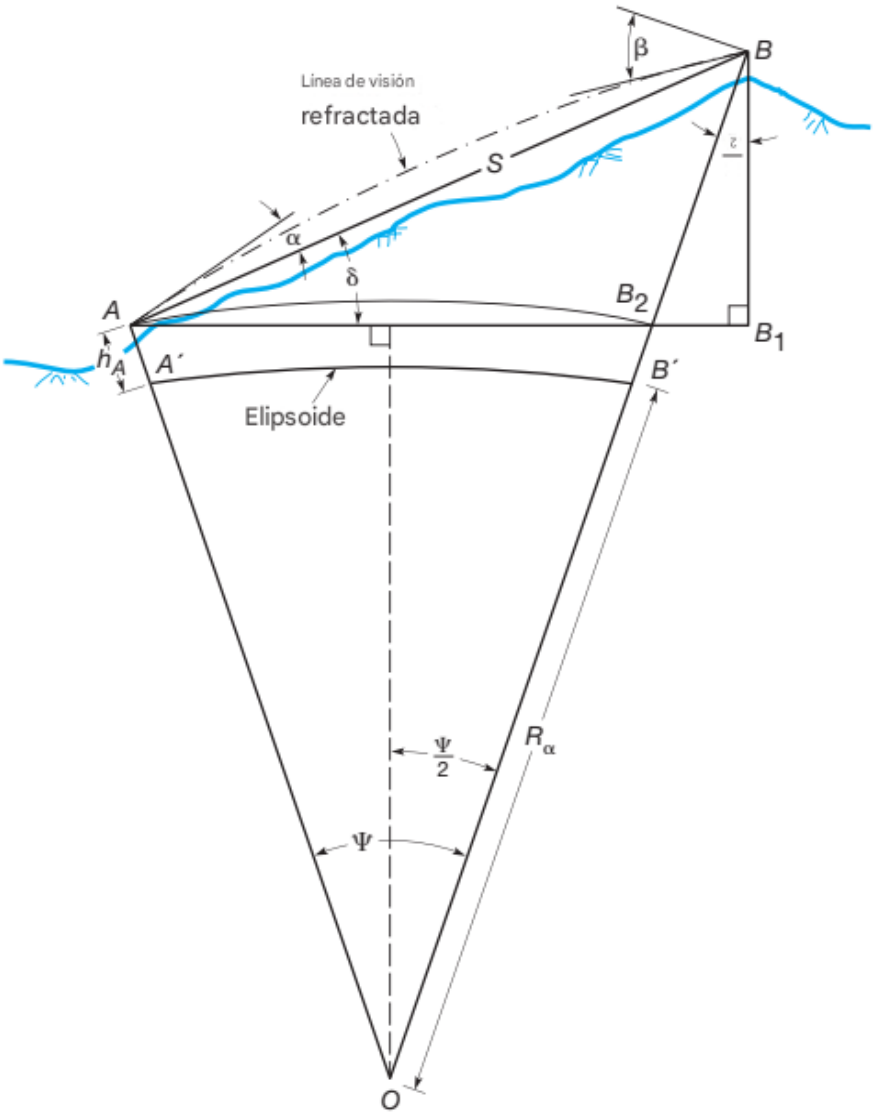


Figura 19.20

Resolución de longitudes largas al elipsoide, basada en ángulos verticales

A partir de la Figura 19.20 se pueden escribir las siguientes ecuaciones para calcular la distancia horizontal (cuerda) requerida AB_2:

$$\delta = \frac{\alpha - \beta}{2} \tag{19.24}$$

$$AB_1 = S \cos \delta \tag{19.25}$$

$$BB_1 = S \sin \delta \tag{19.26}$$

$$\psi = \frac{AB_1}{R_\alpha + h_A} \times \frac{180°}{\pi} \text{ (approx.)} \tag{19.27}$$

$$B_1B_2 = BB_1 \tan\left(\frac{\psi}{2}\right) \tag{19.28}$$

$$AB_2 = AB_1 - B_1B_2 \tag{19.29}$$

Finalmente, la longitud elipsoidal (cuerda) A'B' se puede calcular a partir de

$$A'B' = AB_2\left(\frac{R_\alpha}{R_\alpha + h_A}\right) \tag{19.30}$$

donde h_A es la altura elipsoidal.

■ Ejemplo 19.7

En la Figura 19.20, la distancia de pendiente L y los ángulos verticales α y β se observaron como 14.250,590 m, 4°32'18" y —4°38'52", respectivamente. Si la altura geodésica en A es de 438,4 m, ¿cuál es la distancia A'B' reducida al elipsoide? (Use el radio medio de 6.371.000 m (R_α).

Solución

Resolviendo las ecuaciones (19.24) a (19.30) en secuencia

$$\delta = \frac{4°32'18'' - (-4°38'52'')}{2} = 4°35'35''$$

$$AB_1 = 14.250{,}590 \cos 4°35'35'' = 14.204{,}826 \text{ m}$$

$$BB_1 = 14.250{,}590 \sin 4°35'35'' = 1141{,}160 \text{ m}$$

$$\psi = \frac{14.204{,}826}{6.371.000 + 438{,}4} \times \frac{180°}{\pi} = 0{,}127738° = 0°07'40''$$

$$B_1B_2 = 1141{,}160 \tan\left(\frac{0°07'40''}{2}\right) = 1{,}272 \text{ m}$$

$$AB_2 = 14.204{,}826 - 1{,}272 = 14.203{,}554 \text{ m}$$

$$A'B' = 14.203{,}554\frac{6.371.000}{6.371.000 + 438{,}4} = 14.202{,}577 \text{ m}$$

(Tenga en cuenta que si se hubiera utilizado el procedimiento de reducción de línea corta de la Sección 6.13, se habría obtenido un error igual a B_1B_2 ó 1,272 m). En los cálculos anteriores, los efectos de la refracción se eliminaron promediando los ángulos verticales recíprocos α y β en la Ecuación (19.24). Este procedimiento produce los mejores resultados. Si el ángulo vertical se observara solo en un extremo de la línea, como el ángulo a en A, entonces, dado que la refracción es aproximadamente 1/7 de la curvatura, o $\psi/7$, se puede aplicar una corrección por su efecto. En ese caso, en lugar de utilizar la Ecuación (19.24), el ángulo δ se calcula como

$$\delta = \alpha + \frac{\psi}{2} - \frac{\psi}{7} = \alpha + \frac{5\psi}{14} \qquad (19.31)$$

Donde

$$\psi = \frac{S \cos \alpha}{R_e + h_A} \times \frac{180°}{\pi}$$

Luego, las ecuaciones (19.25), (19.26) y (19.28) a (19.30) se resuelven como antes.

■ Ejemplo 19.8

Calcule la longitud geodésica (elipsoidal) de la línea del Ejemplo 19.7 usando sólo el ángulo vertical observado en A.

Solución

$$\psi = \frac{14.250{,}590 \cos 4°32'18''}{6.371.000 + 438{,}4} \times \frac{180°}{\pi} = 0{,}127748° = 0°07'40''$$

Por la Ecuación (19.31)

$$\delta = 4°32'18'' + \frac{5}{14}(0°07'40'') = 4°35'02''$$

Luego, las ecuaciones (19.25), (19.26) y (19.28) a (19.30) se resuelven en orden.

$$AB_1 = 14.250{,}590 \cos 4°35'02'' = 14.205{,}008 \text{ m}$$
$$BB_1 = 14.250{,}590 \sin 4°35'02'' = 1138{,}888 \text{ m}$$
$$B_1B_2 = 1138{,}888 \tan \ = 1{,}270 \text{ m}$$
$$AB_2 = 14.205{,}008 - 1{,}270 = 14.203{,}738 \text{ m}$$
$$A'B' = 14.203{,}738 \frac{6.371.000}{6.371.000 + 438{,}4} = 14.202{,}761 \text{ m}$$

Nótese que esta respuesta difiere en 0,184 m de la obtenida en el Ejemplo 19.7. Esto es de esperar, porque la refracción varía con las condiciones atmosféricas, y la corrección $\psi/7$ sólo aproxima sus efectos. Por lo tanto, como se dijo antes, es mejor medir los ángulos verticales en ambos extremos de la línea si es posible.

19.14.3 Reducción de direcciones y ángulos

Como se discutió en la Sección 19.5, la desviación de la vertical varía en diferentes ubicaciones en la superficie de la Tierra. Debido a esto, durante el proceso de observación de ángulos, los círculos horizontales y verticales de un instrumento de estación total están, en general, desalineados con la horizontal y la vertical. Por lo tanto, para los cálculos geodésicos, las direcciones observadas deben corregirse de acuerdo con la Ecuación (19.11).

Además, debido a la esfericidad de la Tierra, las normales en las estaciones de observación y objetivo están sesgadas una con respecto a la otra, y por lo tanto pueden ser necesarias dos correcciones adicionales. Primero, si la altura del objetivo sobre el elipsoide es lo suficientemente sustancial, esto puede requerir una corrección. Segundo, si las latitudes de las estaciones ocupadas y avistadas difieren significativamente, esto también puede requerir una corrección. Sin embargo, para las alturas del objetivo y las diferencias de latitud relativamente pequeñas que se aplican en la mayoría de los levantamientos, las correcciones a los acimuts para estas condiciones son a menudo menores que los errores de observación. Por lo tanto, excepto para trabajo geodésico muy preciso, no se realizan. Finalmente, una corrección que surge de la desviación de la vertical es a menudo significativa y los procedimientos para realizarla se dan a continuación.

Corrección por desviación de la vertical Dado que el instrumento está configurado con respecto a la vertical local, las mediciones angulares en la vertical y la horizontal se verán afectadas por la desviación de la vertical. La corrección C''_{defl} en una dirección horizontal observada en unidades de segundos de arco para la desviación de la vertical es

$$C''_{defl} = Az - \alpha = -\eta \tan\phi - (\xi \sin Az - \eta \cos Az) \cot z \qquad (19.32)$$

donde Az es el acimut astronómico de la dirección observada, α es el acimut geodésico y z es el ángulo cenital. Al añadir la corrección determinada en la ecuación (19.32), se obtiene el acimut geodésico corregido de una dirección observada como

$$\alpha = Az_A + C''_{defl} \qquad (19.33)$$

Para los ángulos, las direcciones de referencia atrás y adelante que los componen se corrigen según la ecuación (19.33) y se restan según la ecuación (11.11). Esto se demuestra en el ejemplo 19.9.

■ Ejemplo 19.9

Como se muestra en la Figura 19.21, se observa un ángulo horizontal BIF de 57°44'06" en la estación del instrumento I, cuya latitud es 41°13'24,67" según la escala de un mapa topográfico. Las alturas ortométricas también se escalaron a partir de un mapa topográfico y se estimaron en 613,8 m en la estación de referencia B y 853,9 m en la estación de referencia F. La separación geoidal se estima utilizando el software NGS GEOID09 como -29,45 m en la estación B y —29,84 m en la estación F. La altura del reflector hr en ambas estaciones objetivo se establece en 1,650 m. El acimut desde la estación de observación hasta la estación B es 23°16'24". Los componentes de la desviación de la vertical en la estación de observación se estiman utilizando el software NGS DEFLEC09 como η = 4,82" y ξ = 0,29". La distancia geodésica IB, como se define en la ecuación (19.21) es 975,548 m. y para IF es 883,49 m. El ángulo cenital hasta la estación B es 71°30'56" y hasta la estación F 57°21'46". ¿Cuál es el ángulo geodésico corregido BIF?

Solución

En esta solución, los componentes de corrección individuales se calculan independientemente para cada vista del ángulo y se restan para determinar el ángulo corregido.

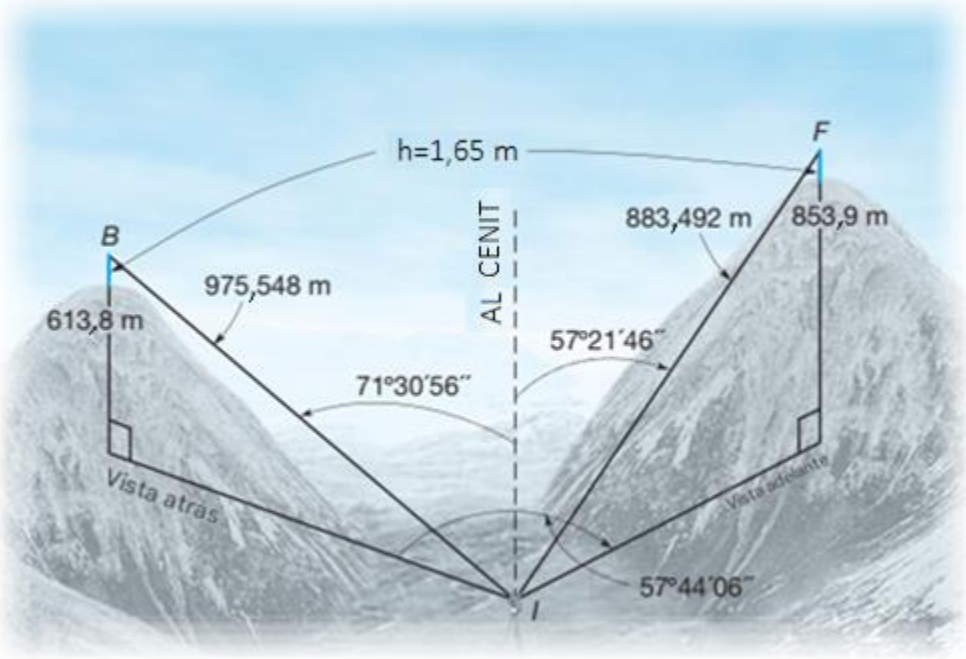


Figura 19.21
Figura para el ejemplo 19.9.

Alturas Geodéticas: usando la Ecuación (19.7), las alturas geodéticas de h_B *en la vista atrás de la estación y* h_F *son*

$$h_B = 613{,}8 - 29{,}45 + 1{,}65 = 586{,}00 \text{ m}$$
$$h_F = 853{,}9 - 29{,}84 + 1{,}65 = 825{,}71 \text{ m}$$

Corrección por deflexión de la vertical mediante la ecuación (19.32) Vista atrás:

$$C''_{defl} = -4{,}82'' \tan(\phi) - [0{,}29'' \sin(Az_B) - 4{,}82'' \cos(Az_B)] \cot(71°30'56'') = -2{,}78''$$

where ϕ and Az_B are 41°13′24,67″ and 23°16′24″, respectively.

Foresight:

$$Az_F = 23°16'24'' + 57°44'06'' = 81°00'30''$$

$$C''_{defl} = -4{,}82'' \tan(\phi) - [0\,29'' \sin(Az_F) - 4{,}82'' \cos(Az_F)] \cot(57°21'46'') = -3{,}92''$$

donde ϕ nuevamente es 41°13′24,67″ y Az_F is 81°00′30″.

acimuts corregidos:

Vista atrás : $23°16'24'' - 2{,}78'' = 23°16'21{,}22''$
Vista adelante : $81°00'30'' - 3{,}92'' = 81°00'26{,}08''$

Por Ecuación (11.11), el ángulo corregido es: $81°00'26{,}08'' - 23°16'21{,}22'' = 57°44'04{,}9''$

Tenga en cuenta que la corrección del ángulo en estas distancias cortas es de —1,1". Observe también en la ecuación (19.32) que $\eta \tan \varphi$ es el mismo para las direcciones de vista atrás y vista adelante de un ángulo. Por lo tanto, no tuvo que incluirse en la corrección de direcciones para ángulos. La corrección por desviación de la vertical en ángulos podría reescribirse como

$$C''_{\angle} = (\xi \sin Az_{FS} - \eta \cos Az_{FS}) \cot z_{FS} - (\xi \sin Az_{BS} - \eta \cos Az_{BS}) \cot z_{BS}$$

Donde FS representa los valores de la visual hacia adelante y BS representa los valores de la visual hacia atrás. Para levantamientos de control geodésico precisos, también se debe aplicar una corrección por deflexión de la vertical a los ángulos verticales observados. Para los ángulos cenitales, se aplica la siguiente ecuación.

$$z_C = z_{\text{obs}} + \xi \cos Az + \eta \sin Az \qquad \textbf{(19.34)}$$

donde z_C es el ángulo cenital corregido, z_{obs} el ángulo cenital observado y Az el acimut de la línea de visión cuando se observa el ángulo cenital.

19.14.4 Nivelación y alturas ortométricas.

Las distancias observadas a lo largo de líneas de plomada (diferencias de elevación) entre superficies gravitacionales equipotenciales proporcionan la base para especificar alturas ortométricas. Una de estas superficies equipotenciales, el geoide, se define como el dato para observar estas alturas. Por ejemplo, en la Figura 19.22, las alturas ortométricas de los puntos A y B son H_A y H_B, respectivamente. La Tierra gira sobre su eje de rotación en un período de aproximadamente 24 h. De la física se sabe que este giro resulta en una aceleración centrífuga que actúa sobre todos los cuerpos que participan en el giro.

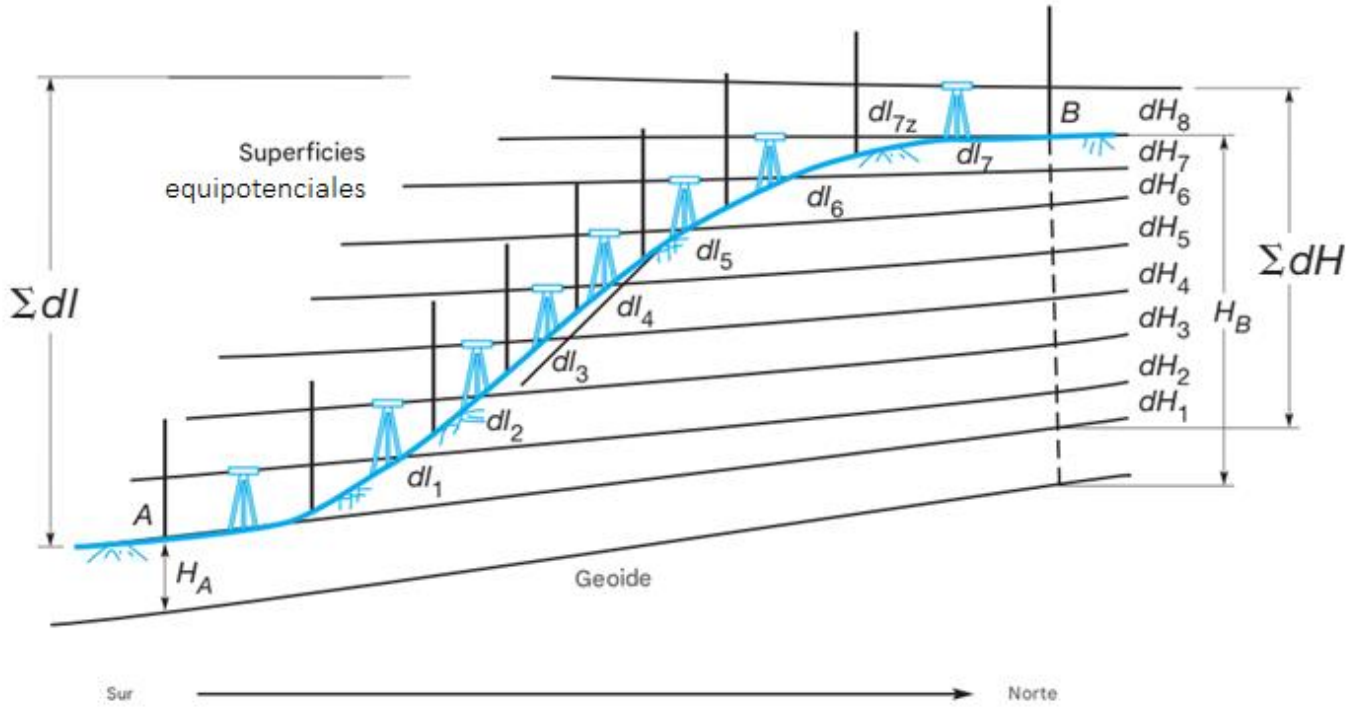


Figura 19.22 Altura nivelada versus altura ortométrica

La fuerza gravitacional 12 es una combinación de la fuerza de atracción de la masa de la Tierra y la fuerza centrífuga que actúa sobre un cuerpo en la superficie de la Tierra. Dado que estas dos fuerzas están en diferentes direcciones, su efecto combinado da como resultado una fuerza gravitacional que es menor que la fuerza de atracción y se dirige radialmente hacia el centro de masa de la Tierra. Por lo tanto, los puntos en el ecuador, que experimentan la mayor

velocidad de rotación, tienen la fuerza gravitacional más débil. Por el contrario, los puntos en los polos que no están sujetos a la velocidad de rotación no experimentan ningún componente de aceleración centrífuga y, por lo tanto, experimentan la máxima fuerza gravitacional. Cabe señalar aquí que la diferencia entre la fuerza gravitacional en el polo y en el ecuador es de solo unos 5 Gals.13 Como se dijo anteriormente, una superficie equipotencial tiene el mismo potencial gravitacional en toda su extensión. Desde la física, el potencial se puede definir como

$$W = mar \qquad (19.35)$$

donde m es la masa del cuerpo, a la aceleración del cuerpo y r la distancia radial desde el centro de masa de la Tierra. En el caso de diferencias de elevación ortométricas, la aceleración a en la ecuación (19.35) puede reemplazarse por la aceleración gravitacional $-g$ que actúa sobre el punto, 14 ó

$$W = -mgr \qquad (19.36)$$

A partir de la ecuación (19.36) y la discusión previa sobre los cambios en los valores de la fuerza gravitacional sobre la Tierra, se puede afirmar que, a medida que la fuerza gravitacional aumenta, la distancia radial debe disminuir para que el potencial de los puntos en una superficie equipotencial dada permanezca igual. Por lo tanto, las superficies equipotenciales no son concéntricas, sino que convergen al acercarse a los polos, como se muestra en la figura 19.22. La diferencia de potencial se define como

$$\delta W = -g\,\delta l \qquad (19.37)$$

Donde δW es la variación de potencial y δl la separación entre las dos superficies equipotenciales. Una expresión adecuada para el potencial de un punto en una superficie equipotencial es el número geopotencial C de un punto, donde C se define como la diferencia negativa entre el potencial de un punto P y el potencial del geoide, y se define matemáticamente como

$$C = -(W - W_0) = \int_{P_0}^{P} g dl \qquad (19.38)$$

donde W_0 es el potencial de un punto P_0 en el geoide. Las unidades del número geopotencial son kgal-metros (kgal-m) donde 1 kgal-m se denomina unidad geopotencial (GPU). Dado que l ni g se conocen como funciones continuas, en la práctica la diferencia en el número geopotencial se aproxima como

$$\Delta C_{ij} = \sum_{k=i}^{j} \bar{g}_k \delta l_k \qquad (19.39)$$

12 La fuerza se define desde la física como masa por aceleración.

13 Un gal es una unidad de aceleración donde 1 gal = 1 cm/seg^2; 1 kgal = 1000 gal: 1 mgal = 0,001 gal.

14 Se introduce un signo negativo en la ecuación (19.35) para tener en cuenta el hecho de que la atracción gravitatoria apunta radialmente hacia adentro mientras que los aumentos en la elevación ocurren radialmente hacia afuera.

Donde $\bar{g}_k$ es la atracción gravitacional promedio entre dos puntos de referencia adyacentes i y j, y δl_k es la diferencia de nivel observada entre ambos. Debido a que no es práctico observar g en cada punto de referencia, y

dado que las unidades de los números geopotenciales son desconocidas para los topógrafos, se introdujeron las alturas dinámicas. Las alturas dinámicas son el número geopotencial dividido por una gravedad de referencia, o

$$H_i^D = \frac{C_i}{g_R} \qquad (19.40)$$

donde H_i^D es la altura dinámica de un punto, C_i, el número geopotencial del punto y g_R la constante gravitacional apropiada. En Estados Unidos, el NGS ha adoptado un valor de gravedad de referencia de 980,6199 gal. El lector debe tener en cuenta que las unidades de altura dinámica son unidades de distancia tradicionales. En la Figura 19.10, la altura dinámica del punto F 137 es 252,373 m donde la gravedad de referencia es 0,9806199 kgal. Por lo tanto, al reorganizar la Ecuación (19.40), el número geopotencial del punto F 137 es 0,9806199(252,373) = 247,482 kgal-m. Sin la inclusión de las observaciones de gravedad, las diferencias de altura determinadas por nivelación no producen verdaderas diferencias de altura ortométricas y, por lo tanto, se debe aplicar una corrección. Como se puede observar en la Figura 19.22, a medida que el proceso de nivelación avanza de la estación A a la B, las superficies equipotenciales convergen. Si dl_i representa las diferencias de altura niveladas y dH_i las diferencias de altura ortométricas entre superficies equipotenciales incrementales, es evidente que la suma de $dl_1, dl_2, dl_3, dl_4, dl_5, dl_6, dl_7,$ y dl_8 (Σdl_i) no será igual a la suma de $dH_1, dH_2, dH_3, dH_4, dH_5, dH_6, dH_7,$ and dH_8 (ΣdH_i) debido a la convergencia. La diferencia entre la diferencia de altura nivelada y la diferencia de altura ortométrica se denomina corrección ortométrica. La corrección ortométrica O_c se suma a la altura nivelada para obtener la altura ortométrica, o

$$dH = dl + O_c \qquad (19.41)$$

donde dH representa la diferencia de altura ortométrica entre dos puntos y dl representa la diferencia de altura nivelada entre los dos puntos. Debido a que las superficies gravitacionales convergen cerca de los polos terrestres, y las correcciones ortométricas son una función de los valores de gravedad observados a lo largo de las líneas de nivelación, las correcciones más grandes ocurren a lo largo de las líneas que se extienden en dirección norte-sur. Al extender una línea de niveles entre dos puntos de referencia NSRS, es posible estimar la corrección ortométrica a partir de los datos publicados en las hojas de datos. Consulte nuevamente la Figura 19.10, que muestra un extracto de la hoja de datos para el punto de referencia F 137. Tenga en cuenta que la altura (ortométrica) NAVD88 es de 252,471 m, el valor de gravedad modelado es de 980.231,5 mgals y la ondulación geoidal modelada es de -32,70 m. Para calcular la diferencia de altura nivelada, las alturas potenciales para dos estaciones de referencia de control deben calcularse como

$$H_C(A) = H_A\left(g_A + \frac{0{,}0424}{1.000.000}H_A\right) \qquad (19.42)$$

donde $H_C(A)$ es la altura potencial de la estación A en kgal-metros, g_A es el valor de gravedad modelado en la estación A en kgals, y H_A es la altura ortométrica de la estación. A continuación, se calcula la diferencia de alturas potenciales y se divide por el valor de gravedad promedio de los dos puntos de referencia, o

$$dl = \frac{2[H_C(B) - H_C(A)]}{g_A + g_B} \qquad (19.43)$$

■ Ejemplo 19.10

Dada la siguiente información de las hojas de datos de control para las estaciones F 137 y J 231, ¿cuál debería ser la diferencia de altura nivelada entre las estaciones?

Estación	Altura ortométrica (m)	Gravedad **(mgal)**
F 137	252,471	980.231,5
J 231	294,548	980.143,5

Solución

Por la Ecuación (19.42)

$$H_C(F137) = 252{,}471\left[0{,}9802315 + \frac{0{,}0424}{1.000.000}252{,}471\right] = 247{,}4827 \text{ GPU}$$

$$H_C(J237) = 294{,}548\left[0{,}9801435 + \frac{0{,}0424}{1.000.000}294{,}548\right] = 288{,}7030 \text{ GPU}$$

Por la Ecuación (19.43)

$$dl(F, J) = \frac{2(288{,}7030 - 247{,}4827)}{0{,}9802315 + 0{,}9801435} = 42{,}053 \text{ m}$$

Nótese que en el Ejemplo 19.8, la diferencia en alturas ortométricas es 294,548 – 252,471 = 42,077 m, pero la diferencia de altura nivelada es 42,053 m, lo que produce una diferencia de 2,4 cm. Esta diferencia representa la corrección ortométrica para la línea nivelada y se consideraría como parte del cierre incorrecto de la línea si este cálculo no es considerado.

En este ejemplo, las estaciones F 137 y J 231 están separadas aproximadamente 120 km en dirección norte-sur. Como se puede ver en el ejemplo, la convergencia de las superficies equipotenciales es muy modesta en largas distancias. Por lo tanto, sólo se considera en estudios de alta precisión que involucran grandes extensiones norte-sur. Después de aplicar la corrección ortométrica, el cierre incorrecto resultante en el circuito de nivelación se puede ajustar utilizando mínimos cuadrados. Sin embargo, para los estudios más precisos, también se deben considerar los valores de gravedad en los puntos de referencia intermedios. Los lectores que deseen aprender más sobre este tema deben consultar las referencias al final de este capítulo.

■ 1 9.1 5 CÁLCULOS DE POSICIÓN GEODÉSICA

Los cálculos de posición geodésica involucran dos tipos básicos de cálculos, los problemas directos e inversos. En el problema directo, dadas la latitud y longitud de la estación A y la longitud geodésica y el acimut de la línea AB, se calculan la latitud y longitud de la estación B. En el problema inverso, se calculan la longitud geodésica de AB y sus acimuts hacia adelante y hacia atrás, dadas las latitudes y longitudes de las estaciones A y B. Para líneas largas, es necesario tener en cuenta la forma elipsoidal de la Tierra en estos cálculos para mantener una precisión adecuada. Hay muchas fórmulas disponibles para hacer cálculos directos e inversos, algunas de las cuales son aproximaciones simplificadas que sólo se aplican para líneas más cortas. Este libro presentará las desarrolladas por Vincenty (1975).

Los procedimientos presentados en las siguientes subsecciones tienen una precisión declarada de unos pocos centímetros para líneas de hasta 20.000 km de longitud. Estos cálculos se muestran en la hoja de cálculo Excel® vincenty.xls, que está disponible en el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani.

19.15.1 Problema geodésico directo

En el problema directo, ϕ_1 y λ_1 representan la latitud y longitud, respectivamente, s la longitud geodésica de la estación 1 a la estación 2, y el azimut α_1 hacia adelante de la estación 1 a la estación 2. Las variables a, b, y f son los parámetros que definen el elipsoide como se presenta en la Sección 19.2.

Las incógnitas en el problema son ϕ_2 y λ_2, la latitud y longitud geodésicas de la estación avistada, y α_2 el azimut de la línea de la estación 2 a la estación 1. Tenga en cuenta que las observaciones utilizadas en este cálculo deben corregirse al elipsoide utilizando los procedimientos descritos en la Sección 19.14. Los pasos computacionales son los siguientes: 15

1. $\tan U_1 = (1 - f) \tan \phi_1$
2. $\tan \sigma_1 = \tan U_1 / \cos \alpha_1$
3. $u = e' \cos \alpha$
4. $\sin \alpha = \cos U_1 \sin \alpha_1$
5. $A = 1 + \dfrac{u^2}{16.384}\{4096 + u^2[-768 + u^2(320 - 175u^2)]\}$
6. $B = \dfrac{u^2}{1024}\{256 + u^2[-128 + u^2(74 - 47u^2)]\}$
7. $2\sigma_m = 2\sigma_1 + \sigma$; **donde la primera interacción usa** $\sigma = \dfrac{s}{bA}$
8. $$\Delta\sigma = B \sin\sigma \left\{\cos(2\sigma_m) + \frac{B}{4}\left[\cos\sigma(-1 + 2\cos^2\sigma_m) - \frac{B}{6}\cos(2\sigma_m)(-3 + 4\sin^2\sigma)(-3 + 4\cos^2\sigma_m)\right]\right\}$$
9. $\sigma = \dfrac{s}{bA} + \Delta\sigma$
10. **Repita los pasos 7,8 y 9 hasta que $\Delta\sigma$ se vuelva insignificante.**
11. $$\tan\phi_2 = \frac{\sin U_1 \cos\sigma + \cos U_1 \sin\sigma \cos\alpha_1}{(1 - f)\sqrt{\sin^2\alpha + (\sin U_1 \sin\sigma - \cos U_1 \cos\sigma \cos\alpha_1)^2}}$$
12. $$\tan\lambda = \frac{\sin\sigma \sin\alpha_1}{\cos U_1 \cos\sigma - \sin U_1 \sin\sigma \cos\alpha_1}$$
13. $C = \dfrac{f}{16}\cos^2\alpha[4 + f(4 - 3\cos^2\alpha)]$
14. $$L = \lambda - (1 - C)f \sin\alpha\{\sigma + C \sin\sigma[\cos 2\sigma_m + C\cos\sigma(-1 + 2\cos^2 2\sigma_m)]\}$$
15. $\lambda_2 = \lambda_1 + L$
16. $$\tan\alpha_2 = \frac{\sin\alpha}{-\sin U_1 \sin\sigma + \cos U_1 \cos\sigma \cos\alpha_1}$$

15 Para la derivación de esta formulación, y la del problema inverso que sigue, consulte la publicación de T. Vincenty citada en la bibliografía de este capítulo.

19.15.2 Problema Geodésico Inverso.

En el problema geodésico inverso, $\phi_1, \lambda_1, \phi_2$ y λ_2 representan la latitud y la longitud de la primera y la segunda estación, respectivamente. En la solución, se determinan la longitud geodésica, s, entre los dos puntos, y los acimuts anterior y posterior de la línea, α_1 y α_2, respectivamente. Las variables a, b, y f son, de nuevo, los parámetros que definen el elipsoide, como se presenta en la Sección 19.2.

Pasos:

1. $L = \lambda = \lambda_2 - \lambda_1$
2. $\tan U_1 = (1 - f) \tan \phi_1$
3. $\tan U_2 = (1 - f) \tan \phi_2$
4. $\sin^2 \sigma = (\cos U_2 \sin \lambda)^2 + (\cos U_1 \sin U_2 - \sin U_1 \cos U_2 \cos \lambda)^2$
5. $\cos \sigma = \sin U_1 \sin U_2 + \cos U_1 \cos U_2 \cos \lambda$
6. $\sin \alpha = \cos U_1 \cos U_2 \sin \lambda / \sin \sigma$
7. $\cos 2\sigma_m = \cos \sigma - 2 \sin U_1 \sin U_2 / \cos^2 \alpha$
8. $C = \frac{f}{16} \cos^2 \alpha [4 + f(4 - 3 \cos^2 \alpha)]$
9. $\lambda = L - (1 - C) f \sin \alpha \{\sigma + C \sin \sigma [\cos 2\sigma_m + C \cos \sigma (-1 + 2 \cos^2 2\sigma_m)]\}$
10. **Repita los pasos 8 y 9 hasta que el cambio en λ sea insignificante**
11. $s = bA (\sigma - \Delta\sigma)$ **Donde $\Delta\sigma$ viene desde los pasos 12 al 15 a continuación**
12. $u = e' \cos \alpha$
13. $A = 1 + \frac{u^2}{16,384} \{4096 + u^2 [-768 + u^2 (320 - 175u^2)]\}$
14. $B = \frac{u^2}{1024} \{256 + u^2 [-128 + u^2 (74 - 47u^2)]\}$
15. $\Delta\sigma = B \sin \sigma \left\{ \cos(2\sigma_m) + \frac{1}{4} B \left[\cos \sigma (-1 + 2 \cos^2 \sigma_m) - \frac{1}{6} B \cos(2\sigma_m) (-3 + 4 \sin^2 \sigma)(-3 + 4 \cos^2 \sigma_m) \right] \right\}$
16. $\tan \alpha_1 = \frac{\cos U_2 \sin \lambda}{\cos U_1 \sin U_2 - \sin U_1 \cos U_2 \cos \lambda}$
17. $\tan \sigma_2 = \frac{\cos U_1 \sin \lambda}{-\sin U_1 \cos U_2 + \cos U_1 \sin U_2 \cos \lambda}$

El software WOLFPACK, disponible en el sitio web complementario de este libro (http://www.pearsonhighered.com/ghilani), puede utilizarse para realizar ambos cálculos. La Figura 19.23 muestra la pantalla de entrada de datos para el problema geodésico directo.

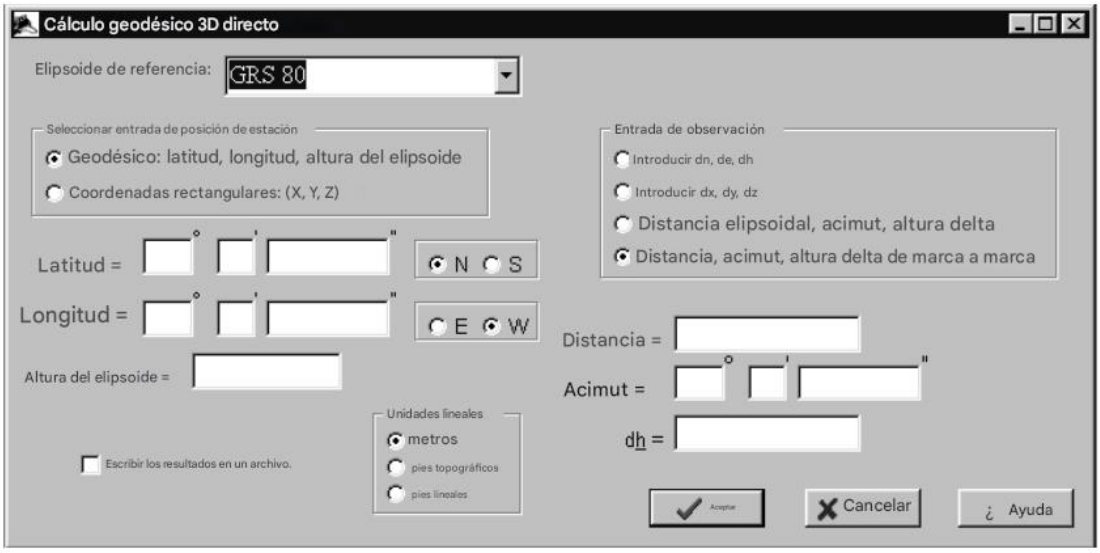


Figura 19.23
Pantalla de entrada de datos para el cálculo directo desde WOLFPACK.

WOLFPACK ofrece una pantalla de datos similar para calcular el problema geodésico inverso. En el sitio web complementario de este libro también se ofrecen hojas de cálculo de Excel y de Mathcad® que demuestran estos cálculos. Para simplificar los cálculos de posición en líneas largas y, al mismo tiempo, mantener la precisión geodésica, se han desarrollado sistemas de coordenadas del plano estatal. Estos se describen en el Capítulo 20.

■ 19.16 EL SISTEMA DE COORDENADAS GEODÉSICAS LOCALES

Los levantamientos GNSS (véanse los Capítulos 13, 14 y 15) producen componentes de línea base tridimensionales $(\Delta X, \Delta Y, \Delta Z)$. Estos componentes vectoriales están en el sistema de coordenadas geocéntricas (véase la Sección 13.4.3). Es una práctica común transformar estos componentes vectoriales de coordenadas geocéntricas en un sistema geodésico local de coordenadas este (Δe), norte (Δn) y arriba local (Δu). Los dos sistemas de coordenadas se ilustran en la Figura 19.24, donde XYZ representa el sistema geocéntrico y ***e, n, u*** es el sistema geodésico local. El sistema geodésico local está orientado al usuario en que los ejes ***e*** y ***n*** están en un plano horizontal local (***u*** coincide con la normal en el origen del sistema de coordenadas local) y ***n*** está en la dirección del norte local. Para realizar una transformación del sistema de coordenadas geocéntricas al geodésico local, se debe emplear un conjunto de matrices de rotación tridimensionales. Estas matrices de rotación son similares a sus contrapartes bidimensionales, como se muestra en la Ecuación (11.36). En el proceso de transformación, se producen rotaciones sobre cada uno de los tres ejes de coordenadas. Si el ángulo de rotación alrededor del eje X es θ_1, el ángulo de rotación alrededor del eje Y es θ_2, y el ángulo de rotación alrededor del eje Z es θ_3, las matrices de rotación tridimensionales son

$$R_X(\theta_1) = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos\theta_1 & \sin\theta_1 \\ 0 & -\sin\theta_1 & \cos\theta_1 \end{bmatrix} \qquad (19.44)$$

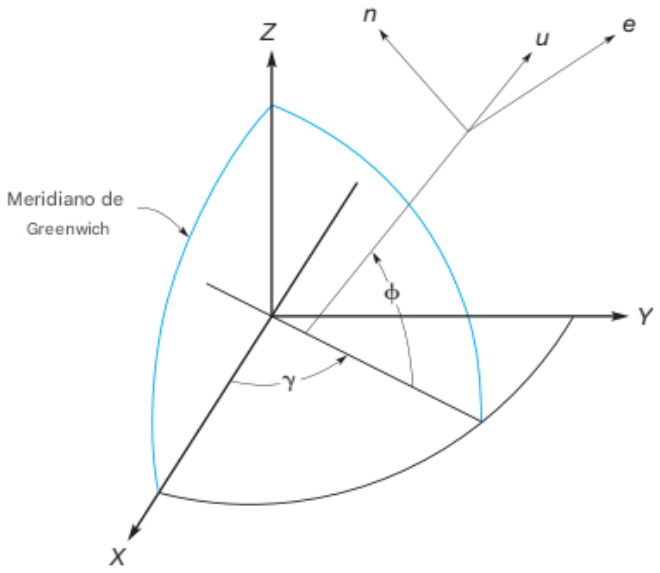


Figura 19.24
La relación entre el sistema de coordenadas geocéntricas y el sistema de coordenadas geodésicas locales.

$$R_Y(\theta_2) = \begin{bmatrix} \cos\theta_2 & 0 & -\sin\theta_2 \\ 0 & 1 & 0 \\ \sin\theta_2 & 0 & \cos\theta_2 \end{bmatrix} \qquad \textbf{(19.45)}$$

$$R_Z(\theta_3) = \begin{bmatrix} \cos\theta_3 & \sin\theta_3 & 0 \\ -\sin\theta_3 & \cos\theta_3 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \qquad \textbf{(19.46)}$$

Como se muestra en la Figura 19.24, debe producirse una rotación sobre el eje Z de una cantidad de $\lambda - 270°$ para alinear el eje X con el eje ***e*** local. Después de esta rotación, el eje Z una vez rotado se hace coincidir con el eje ***u*** mediante una rotación de $90° - \phi$ alrededor del eje X una vez rotado.16

16 Una animación tridimensional, visible en un navegador web con el complemento correspondiente, muestra la rotación de los ejes del sistema de coordenadas geodésicas locales hacia un sistema de coordenadas geocéntricas. La animación LOC2GEO.wri está disponible en el sitio web complementario de este libro: http://www.pearsonhighered.com/ghilani.

La expresión resultante es

$$\begin{bmatrix} \Delta e \\ \Delta n \\ \Delta u \end{bmatrix} = R_X(90° - \phi)R_Z(\lambda - 270°)\begin{bmatrix} \Delta X \\ \Delta Y \\ \Delta Z \end{bmatrix} \qquad \textbf{(19.47)}$$

Realizando las sustituciones trigonométricas adecuadas y reorganizando las ecuaciones para colocarlas en el orden estándar de ***(n, e, u)***, las ecuaciones de transformación finales son

$$\begin{bmatrix} \Delta n \\ \Delta e \\ \Delta u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\sin\phi & 0 & \cos\phi \\ 0 & 1 & 0 \\ \cos\phi & 0 & \sin\phi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos\lambda & \sin\lambda & 0 \\ -\sin\lambda & \cos\lambda & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta X \\ \Delta Y \\ \Delta Z \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} -\sin\phi\cos\lambda & -\sin\phi\sin\lambda & \cos\phi \\ -\sin\lambda & \cos\lambda & 0 \\ \cos\phi\cos\lambda & \cos\phi\sin\lambda & \sin\phi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta X \\ \Delta Y \\ \Delta Z \end{bmatrix}$$

$$= R(\phi, \lambda) \begin{bmatrix} \Delta X \\ \Delta Y \\ \Delta Z \end{bmatrix} \qquad (19.48)$$

■ 19.1 7 CÁLCULOS DE COORDENADAS TRIDIMENSIONALES

En ocasiones resulta ventajoso calcular cambios tridimensionales en un sistema de coordenadas geodésicas locales a partir de observaciones de campo reducidas. En la Figura 19.25, las observaciones reducidas de azimut Az, distancia elipsoide $\boldsymbol{S}$ y el ángulo α de altitud se pueden utilizar para derivar los cambios en el sistema de coordenadas geodésicas locales como

$$\begin{aligned} \Delta n &= s\,\cos(\alpha)\,\cos(Az) \\ \Delta e &= s\,\cos(\alpha)\,\sin(Az) \\ \Delta u &= s\,\sin(\alpha) \end{aligned} \qquad (19.49)$$

Las ecuaciones (19.49) se pueden modificar mediante las ecuaciones (8.2) para incorporar un ángulo cenital $\boldsymbol{Z}$ como

$$\begin{aligned} \Delta n &= s\,\sin(z)\,\cos(Az) \\ \Delta e &= s\,\sin(z)\,\sin(Az) \\ \Delta u &= s\,\cos(z) \end{aligned} \qquad (19.50)$$

A partir de la Figura 19.25, se pueden desarrollar las siguientes relaciones inversas

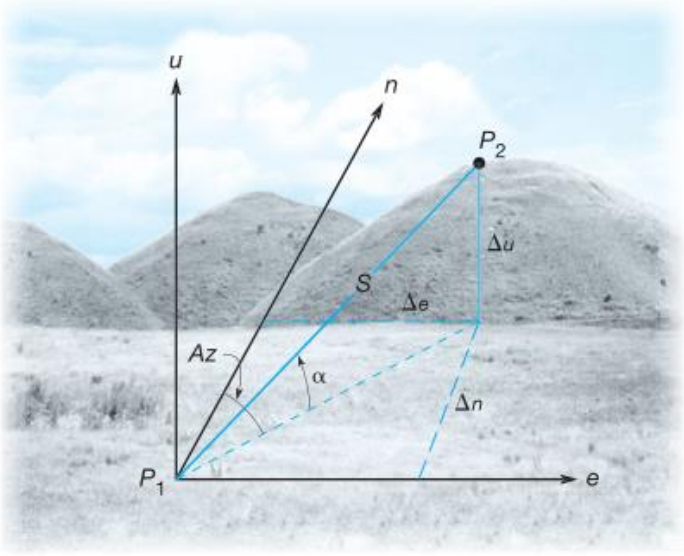


Figura 19.25
Reducción de observaciones en un sistema de coordenadas geodésicas locales.

$$s = \sqrt{\Delta n^2 + \Delta e^2 + \Delta u^2}$$
$$Az = \tan^{-1}\left(\frac{\Delta e}{\Delta n}\right) \qquad (19.51)$$
$$\alpha = \sin^{-1}\left(\frac{\Delta u}{\Delta s}\right) \text{ or } z = \cos^{-1}\left(\frac{\Delta u}{\Delta s}\right)$$

Combinando la ecuación (19.48) con las ecuaciones (19.51), las observaciones reducidas se pueden obtener directamente a partir de los cambios en las coordenadas geocéntricas como

$$s = \sqrt{\Delta X^2 + \Delta Y^2 + \Delta Z^2}$$
$$Az_1 = \tan^{-1}\left(\frac{-\Delta X \sin\lambda_1 + \Delta Y \cos\lambda_1}{-\Delta X \sin\phi_1 \cos\lambda_1 - \Delta Y \sin\phi_1 \sin\lambda_1 + \Delta Z \cos\phi_1}\right) \qquad (19.52)$$
$$z_1 = \cos^{-1}\left(\frac{\Delta X \cos\phi_1 \cos\lambda_1 + \Delta Y \cos\phi_1 \sin\lambda_1 + \Delta Z \sin\phi_1}{s}\right)$$

Es importante destacar que la Ecuación (19.52) utiliza la latitud y la longitud de la estación de observación P_1 en la Figura 19.25. Estos valores pueden calcularse a partir de las coordenadas geocéntricas de P_1, según las Ecuaciones (13.3) a (13.7).

Ejemplo 19.11

La distancia entre las marcas de la estación Bill y la estación Red es de 568,138 m, y el ángulo cenital y el acimut de este rumbo son 92°14'25" y 40°36'23", respectivamente. Si las coordenadas geodésicas de la estación Bill son 61°10'42,1058" de latitud norte y 149°11’12,1033" de longitud oeste, ¿cuáles son los cambios en el sistema de coordenadas geocéntricas?

Solución:

Utilizando la ecuación (19.50), los cambios en el sistema de coordenadas local son

$$\Delta n = 568{,}138 \sin(92°14'25'') \cos(40°36'23'') = 431{,}000 \text{ m}$$
$$\Delta e = 568{,}138 \sin(92°14'25'') \sin(40°36'23'') = 369{,}495 \text{ m}$$
$$\Delta u = 568{,}138 \cos(92°14'25'') = -22{,}209 \text{ m}$$

Para resolver los cambios en las coordenadas geocéntricas en la ecuación (19.48), se debe determinar la inversa de $R(\phi, \lambda)$. Dado que $R(\phi, \lambda)$ es una matriz de rotación ortogonal, su inversa es $R^T(\phi, \lambda)$. Por lo tanto, los cambios en las coordenadas geocéntricas para estas observaciones son

$$\begin{bmatrix} \Delta X \\ \Delta Y \\ \Delta Z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\sin\phi\cos\lambda & -\sin\lambda & \cos\phi\cos\lambda \\ -\sin\phi\sin\lambda & \cos\lambda & \cos\phi\sin\lambda \\ \cos\phi & 0 & \sin\phi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 431{,}0000 \\ 369{,}4950 \\ -22{,}2087 \end{bmatrix}$$
$$= \begin{bmatrix} 522{,}773 \\ -118{,}425 \\ 188{,}321 \end{bmatrix}$$

Tenga en cuenta que los cambios en las coordenadas geodésicas calculados en el Ejemplo 19.11 deben coincidir estrechamente con las observaciones del vector de línea base GNSS que se obtendrían si se observara la línea base entre Bill y Red. Las ecuaciones (19.52) se pueden utilizar para determinar la distancia de marca a marca, el azimut geodésico y el ángulo cenital de las observaciones que se obtendrían si se realizara un levantamiento en la estación Bill. Una ventaja de los sistemas de coordenadas locales es que, a diferencia de los sistemas de coordenadas planas presentados en el Capítulo 20, las tres dimensiones se calculan simultáneamente utilizando observaciones estándar recopiladas con una estación total. Además, estos sistemas locales se pueden integrar con observaciones GNSS para realizar ajustes simultáneos de mínimos cuadrados GNSS y terrestres. Sin embargo, siempre se debe recordar que los valores calculados diferirían de los valores observados en campo si no se aplicaran las correcciones apropiadas discutidas en la Sección 19.14.

■ 19.18 SOFTWARE

En este capítulo, se presentó una discusión introductoria de los cálculos geodésicos, se discutieron brevemente los datums y se presentaron las transformaciones entre observaciones topográficas, geocéntricas y geodésicas. WOLFPACK, que está disponible en el sitio web complementario para este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani, contiene opciones para realizar muchos de los cálculos presentados en este capítulo. La Figura 19.23 muestra la pantalla de entrada en WOLFPACK para el problema geodésico directo. Los lectores que deseen ver estas reducciones en un lenguaje de programación de nivel superior deben explorar las hojas de trabajo de Mathcad®, que también están en el sitio web complementario para este libro. Los lectores que deseen explorar estos temas con más detalle deben consultar la bibliografía al final de este capítulo.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas cuyas respuestas parciales se encuentran en el Apéndice G.

19.1 Defina el geoide y el elipsoide.

19.2 ¿Cuáles son los posibles tipos de hitos para una estación de control con un código de calidad de A?

19.3 ¿Qué es la nutación?

19.4* ¿Cuál es la diferencia entre la circunferencia ecuatorial del elipsoide Clarke 1866 y la del elipsoide GRS80?

19.5 Determine la primera y la segunda excentricidad del elipsoide GRS80.

19.6 ¿Por qué no se deben mezclar en un levantamiento los puntos definidos en diferentes versiones del datum NAD83?

19.7 ¿Cuáles son los radios del meridiano y la vertical principal de una estación con una latitud de 29°06'58.29740" utilizando el elipsoide GRS80?

19.8 Para la estación del Problema 19.7, ¿cuál es el radio del círculo máximo en la estación que se encuentra en un acimut de 302°49'21" utilizando el elipsoide GRS80?

19.9* ¿Cuáles son los radios del meridiano y la vertical principal de una estación con una latitud de 42°37'26,34584" utilizando el elipsoide GRS80?

19.10 Para la estación del Problema 19.9, ¿cuál es el radio del círculo máximo en la estación que se encuentra en un acimut de 153°29'32" utilizando el elipsoide GRS80?

19.11* La altura ortométrica en la estación **Y** 927 es de 304,517 m y la ondulación geoidal en esa estación es de -31,893 m. ¿Cuál es su altura geodésica?

19.12 La altura geodésica en la estación Z104 es de 102,054 m. Su ondulación geoidal es de -22,101 m. ¿Cuál es su altura ortométrica?

19.13 La altura ortométrica de un punto de referencia particular es de 87,95 pies. La altura geoidal en la estación es de -30,66 m. ¿Está la estación por encima o por debajo del elipsoide? Dibuje un croquis que represente el geoide, el elipsoide y el punto de referencia.

19.14 La posición instantánea del jalón en el momento de una observación azimutal es x = -0,55" e y = -0,83". La posición de la estación es (42°37'23,0823" N; 128°56'01,0089" O y el azimut observado de una línea es 18°52'37". ¿Cuál es el azimut astronómico de la línea corregido para el movimiento polar?

19.15* La desviación de las componentes verticales ξ y η son de -2,85" y —5,94", respectivamente. El ángulo cenital observado es de 42°36'58,8". ¿Cuál es el ángulo cenital geodésico para las observaciones del problema 19.14?

19.16 ¿Con qué tolerancia deberían establecerse las elevaciones de dos puntos de referencia separados por 15 km si se utilizaran estándares de primer orden de clase II? ¿Cuál debería ser si se utilizaran estándares de segundo orden de clase I?

19.17 Nombre los órdenes y clases de precisión de los levantamientos de control horizontales y verticales, e indique sus requisitos de precisión relativos.

19.18* Dada la siguiente información para las estaciones JG00050 y KG0089, ¿cuál debería ser la diferencia de altura nivelada entre ellas?

Estación	Altura (m)	Gravedad **(mgal)**
JG0050	474,442	979.911,9
KG0089	440,552	979.936,2

19.19 Similar al problema 19.18 excepto que los datos de la estación para EY5664 y EY1587 son

Estación	Altura (m)	Gravedad (mgal)
EY5664	2,960	979.811,6
EY1587	3,679	979.791,2

19.20 Similar al problema 19.18 excepto que los datos de la estación para CV0178 y DQ0080 son

Estación	Altura (m)	Gravedad (mgal)
CV0178	1028,652	979.279,4
DQ0080	1013,487	979.269,9

19.21* Se observa una distancia de pendiente de 2458,663 m entre las estaciones Gregg y Brian, cuyas alturas ortométricas son 458,966 m y 566,302 m, respectivamente. Las ondulaciones geoidales son de

—25,66 y —25,06 m en Gregg y Brian, respectivamente. La altura del instrumento en la estación Gregg en el momento de la observación era de 1,525 m y la altura del reflector en la estación Brian era de 1,603 m. ¿Cuáles son las distancias geodésicas y de marca a marca para esta observación? (Use un radio promedio para la Tierra de 6.371.000 m R_α.

19.22 Si la latitud de la estación Gregg en el Problema 19.21 era 45°22'58,6430" y el acimut

de la línea era 110°33'03,8", ¿cuáles son las distancias geodésicas y de marca a marca para esta observación? (Use el elipsoide GRS80).

19.23 Se observa una distancia de pendiente de 6704,511 m entre dos estaciones A y B, cuyas alturas geodésicas son 916,963 y 928,578 m respectivamente. La altura del instrumento en el momento de la observación era de 1,500 m y la del reflector, de 1,825 m. La latitud de la estación A es de 33°08'36,2947" y el azimut de AB es de 202°28'21,9". ¿Cuáles son las distancias geodésicas y de marca a marca para esta observación?

19.24 Analice las ventajas de las redes combinadas para establecer el control.

19.25* Calcule el azimut posterior de una línea de 5863 m de longitud en dirección este-oeste a una latitud media de 45°01'32,0654", cuyo azimut anterior es de 88°16'33,2" desde el norte. (Use un radio promedio para la Tierra de 6.371.000 m).

19.26 Calcule el acimut posterior de una línea de 6505 m de longitud en dirección este-oeste, con una latitud media de 38°52'02", cuyo acimut anterior es de 83°24'37,5" desde el norte. (Use un radio promedio para la Tierra de 6.371.000 m).

19.27 En la Figura 19.14, el acimut de AB es de 102°36'20" y los ángulos a la derecha observados en B, C, D, E y F son 132°01'054"; 241°45'12"; 141°15'01", 162°09'24" y 202°33'19", respectivamente. Una observación astronómica arrojó un acimut de 82°24'03" para la línea FG. La latitud media de la travesía es de 42°16'00", y la desviación total entre los puntos A y F fue de 24.986,26 pies. Calcule la desviación angular y los ángulos ajustados. (Suponga que los ángulos y las distancias ya se han corregido para el elipsoide).

19.28 En la Figura 19.20, la distancia de pendiente S y los ángulos verticales α y β se observaron como 76.953,82 pies, +4°18'42" y -4°26'28", respectivamente. La altura elipsoide del punto A es de 1672,21 pies. ¿Cuál es la longitud A'B' en el elipsoide? (Utilice un radio promedio para la Tierra de 6.371.000 m).

19.29 En la Figura 19.19, la distancia de pendiente S se observó como 19.875,28 m. Las elevaciones ortométricas de los puntos A y B fueron 657,73 y 1.805,54 m, respectivamente, y la ondulación geoidal en ambas estaciones fue de -30,5 m. Las alturas del instrumento y del reflector se establecieron en 1,50 m. Calcule la distancia geodésica A'B'. (Use un radio promedio para la Tierra de 6.371.000 m).

19.30 En la Figura 19.20, la distancia de pendiente S y el ángulo cenital a en la estación A se observaron como 2072,33 m y 82°17'18", respectivamente, hasta la estación A. Si la elevación de la estación A es de 435,967 m y las ondulaciones geoidales en las estaciones A y B son ambas de -28,04 m, ¿cuál es la longitud del elipsoide A'B'? (Use un radio promedio para la Tierra de 6.371.000 m).

19.31* Los componentes de la desviación de la vertical en una estación de observación de latitud 43°15'47,5864" son ξ = —6,87" y η = -3,24". Si el ángulo cenital observado en un curso con un acimut astronómico de 204°32'44" es 85°56'07", ¿cuáles son los ángulos azimutal y cenital corregidos por la desviación de la vertical?

19.32 En la misma estación de observación que para el Problema 19.31, el ángulo cenital observado en un rumbo con un azimut de 12°08'07" es 80°15'54", ¿cuáles son los ángulos azimutal y cenital corregidos por la desviación de la vertical?

19.33 Utilizando los azimuts reducidos de los Problemas 19.31 y 19.32, ¿cuál es el ángulo geodésico reducido que es menor de 180°?

19.34 ¿Qué es la altura dinámica de un punto?

19.35 Calcule el factor de corrección de colimación C para los siguientes datos de campo, tomados de acuerdo con el ejemplo y el boceto en las notas de campo de la Figura 19.18. Con el instrumento en la estación 1, las lecturas de la retícula alta, media y baja fueron 5,512; 5,401 y 5,290 pies en la estación A y 4,978; 3,728 y 2,476 pies en la estación B. Con el instrumento en la estación 2, las lecturas alta, media y baja fueron 7,211; 6,053 y 4,894 pies en la estación A y 4,561; 4,358 y 4,155 pies en la estación B.

19.36 Se utilizó un instrumento de nivelación con un factor de colimación de -0,0007 m/m de intervalo para ejecutar una sección de niveles diferenciales de tres hilos desde BM A hasta BM B. Las sumas de las ópticas atrás y adelante para la sección fueron 1320,892 m y 1333,695 m, respectivamente. Los intervalos estadimétricos de óptica atrás totalizaron 1557,48, mientras que la suma de los intervalos de óptica adelante fue 805,67. ¿Cuál es la diferencia de elevación corregida de BM A a BM B?

19.37 El error relativo de la diferencia de elevación entre dos puntos de referencia conectados directamente en un circuito de nivelación y ubicados a 90 km de distancia es de ±0,009 m. ¿Qué orden y clase de nivelación representa esto?

19.38 Similar al problema 19.37, excepto que el error relativo es de ±0,025 pies para los puntos de referencia ubicados a 35 km de distancia.

19.39 Los componentes de la línea base de un vector de línea base GPS observados en una estación A en metros son (1204,869; 798,046; —666,157). Las coordenadas geodésicas de la primera estación base son 44°27'36,0894" de latitud norte y 74°44'09,4895" de longitud oeste. ¿Cuáles son los cambios en el sistema de coordenadas geodésicas local de $(\Delta n, \Delta e, \Delta u)$?

19.40 En el Problema 19.39, ¿cuáles son la distancia oblicua, el ángulo cenital y el acimut del vector de línea base?

19.41 Si la distancia oblicua entre dos estaciones es de 843,273 m, el ángulo cenital entre ellas es de 85°58'44" y el acimut de la línea es de 312°23'59", ¿cuáles son los cambios en las coordenadas geodésicas locales?

19.42 Cree un programa computacional para resolver el Problema 19.40.

19.43 Cree un programa computacional para resolver el Problema 19.41.

BIBLIOGRAFÍA

Carlson, E., D. Doyle, and D. Smith. 2009. "Development of Comprehensive Geodetic Vertical Datums for the United States Pacific Territories of American Somoa, Guam, and the Northern Marianas." *Surveying and Land Information Science* 69 (No. 1): 5.

Diemirkesen, A. C. and N. W. J. Hazelton. 2009. "Fundamental Principles of Deformation Measurement." *Surveying and Land Information Science* 69 (No. 2): 89.

Ghilani, C. D. 2007. "Animating Three-D Concepts in Geodesy." *Surveying Land Information Science* 67 (No. 4): 205.

Heiskanen, W.A. and H. Moritz. 1967. *Physical Geodesy*. San Francisco, CA: W. H. Freeman and Co.

Meyer, T., et. al. 2006. "What Does Height Really Mean? Part III: Height Systems." *Surveying and Land Information Science* 66 (No. 2): 149.

_____ 2006. "What Does Height Really Mean? Part IV: GPS Heighting." *Surveying and Land Information Science* 66 (No. 3): 165.

Reilly, J. P. 2007. "Gravity Anomalies." *Point of Beginning* 33 (No. 3): 68.

_____. 2007. "Physical Geodesy 101." *Point of Beginning* 32 (No. 11): 54.

_____. 2007. "Physical Geodesy 201." *Point of Beginning* 33 (No. 1): 60.

Smith, D. A. and D. R. Doyle. 2006. "The Future Role of Geodetic Datums in Control Surveying in the United States." *Surveying and Land Information Science* 66 (No. 2): 101.

■ 20.1 INTRODUCCIÓN

La mayoría de los estudios de áreas pequeñas se basan en el supuesto de que la superficie de la Tierra es plana. Sin embargo, como se explicó en el Capítulo 19, para los estudios de áreas grandes es necesario considerar la curvatura de la Tierra. Desafortunadamente, los cálculos necesarios para determinar las posiciones geodésicas a partir de las observaciones del estudio y obtener distancias y azimuts de ellas son largos, y los topógrafos en ejercicio a menudo no están familiarizados con estos procedimientos. Claramente, es deseable un sistema para especificar las posiciones de las estaciones geodésicas utilizando coordenadas rectangulares planas, ya que permite realizar cálculos utilizando fórmulas de geometría de coordenadas simples, como las presentadas en el Capítulo 11. El National Geodetic Survey (NGS) satisfizo esta necesidad al desarrollar un sistema de coordenadas planas estatales para cada estado. Un sistema de coordenadas planas estatales proporciona un datum de referencia común para el control horizontal de todos los estudios en un área grande, al igual que el geoide proporciona un datum único para el control vertical. Elimina la necesidad de realizar levantamientos individuales basados en diferentes coordenadas asumidas, sin relación con las utilizadas en otros trabajos adyacentes. Las coordenadas del plano estatal están disponibles para todos los puntos de control del Sistema Nacional de Referencia Espacial (SNRS) y también para muchos otros puntos de control. Se utilizan ampliamente como puntos de referencia para iniciar levantamientos de todo tipo, incluidos los de proyectos de construcción de carreteras, demarcación de límites de propiedades y cartografía fotogramétrica. Existen numerosos ejemplos que ilustran el valor de las coordenadas del plano estatal. Permiten que los levantamientos extensos en proyectos de carreteras comiencen en una estación de control y finalicen en otra vinculada al mismo sistema de coordenadas.

En los levantamientos topográficos de límites, si las esquinas de una parcela se referencian al sistema de coordenadas del plano estatal, sus ubicaciones son prácticamente indestructibles. Las tuberías de hierro, los postes u otros hitos que marcan sus posiciones pueden desaparecer, pero sus ubicaciones originales pueden restaurarse a partir de levantamientos iniciados en otros hitos cercanos referenciados al sistema de coordenadas del plano estatal. Por esta razón, algunos estados exigen que se incluyan las coordenadas del plano estatal en todas las nuevas subdivisiones. Las coordenadas del plano estatal son muy recomendables como marco de referencia para introducir mapas y otros datos en los Sistemas de Información Geográfica y Terrestre. Esto permite que todos los datos se referencian a un sistema común y, por lo tanto, se pueden registrar y superponer con precisión para fines de análisis.

■ 20.2 PROYECCIONES UTILIZADAS EN SISTEMAS DE COORDENADAS PLANAS ESTATALES

Para convertir las posiciones geodésicas de una porción de la superficie de la Tierra en coordenadas rectangulares planas, los puntos se proyectan matemáticamente desde el elipsoide a alguna superficie desarrollable imaginaria, una superficie que conceptualmente se puede desarrollar o "desenrollar y disponer plana" sin distorsión de forma o tamaño. Se puede superponer una cuadrícula rectangular sobre la superficie plana desarrollada y especificar las posiciones de los puntos en el plano con respecto a los ejes de la cuadrícula X e Y. Una cuadrícula plana desarrollada utilizando este proceso matemático se denomina proyección cartográfica. Existen varios tipos de proyecciones cartográficas, y las proyecciones más antiguas conocidas se remontan a la época de los antiguos griegos. Hoy en día, dos de las proyecciones cartográficas más utilizadas son la cónica conforme de Lambert y la proyección transversal de Mercator. Johann Heinrich Lambert desarrolló inicialmente ambas proyecciones. La proyección transversal de Mercator fue desarrollada y redefinida por Carl Friedrich Gauss y L. Kruger, y por lo tanto también se conoce como proyección de Gauss-Kruger. Estas dos proyecciones se utilizan en sistemas de coordenadas del plano de estado. La proyección cónica conforme de Lambert utiliza un cono imaginario como su superficie desarrollable y la proyección transversal de Mercator emplea un cilindro ficticio. Estas se muestran en la Figura 20.1(a) y (b). El cono y el cilindro son secantes al elipsoide en los sistemas de coordenadas del plano de estado, es decir, intersecan el elipsoide a lo largo de dos arcos AB y CD como se muestra. Con esta colocación, las superficies cónicas y cilíndricas se ajustan mejor al elipsoide en áreas más grandes de lo que lo harían si se colocaran tangentes. La Figura 20.1(c) y (d) ilustra superficies planas "desarrolladas" a partir del cono y el cilindro. Aquí, los puntos se proyectan matemáticamente desde el elipsoide hasta la superficie del cono o cilindro imaginario en función de sus latitudes y longitudes geodésicas. Para fines de discusión, esto puede considerarse una proyección radial desde el centro de la Tierra. La Figura 20.2 ilustra este proceso esquemáticamente y muestra la relación entre la longitud de una línea en el elipsoide y su extensión cuando se proyecta sobre la superficie de un cono o un cilindro. Nótese que la distancia *a'b'* en la superficie de proyección es mayor que *ab* en el elipsoide, y de manera similar *g'h'* es más larga que *gh*. A partir de esta observación, es claro que la escala de proyección del mapa es mayor que la escala real del elipsoide donde el cono o cilindro está fuera del elipsoide. Por el contrario, la distancia *d'e'* en la proyección es más corta que *de* en el elipsoide, y por lo tanto, la escala del mapa es menor que la escala real del elipsoide cuando la superficie de proyección está dentro del elipsoide.

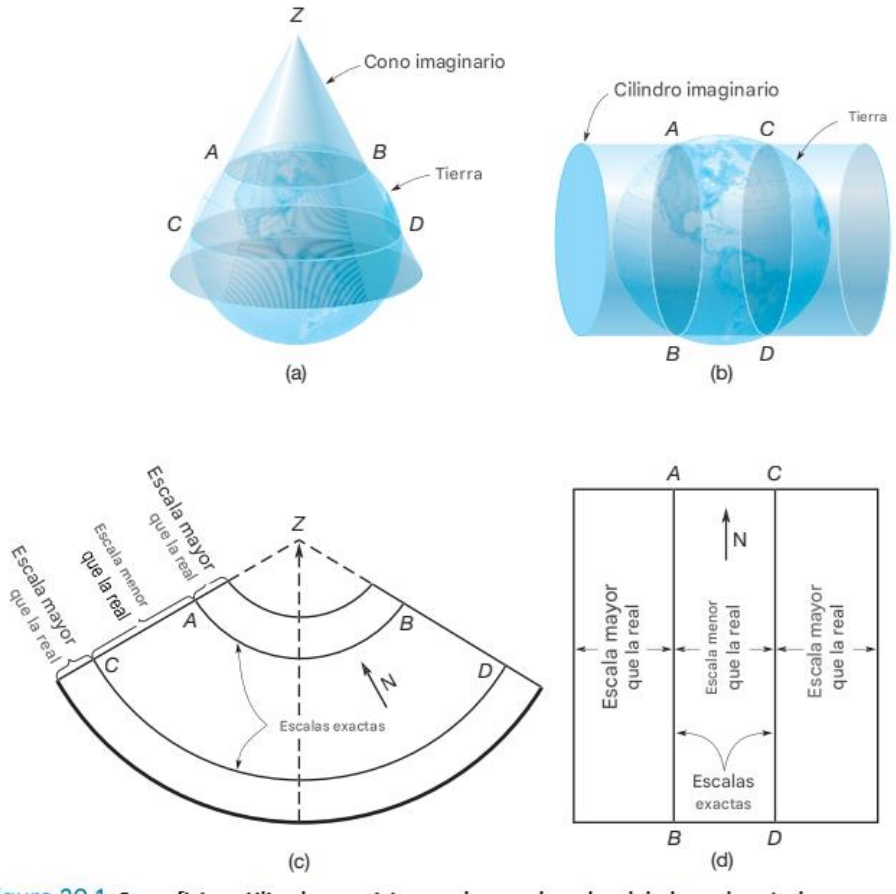


Figura 20.1 **Superficies utilizadas en sistemas de coordenadas del plano de estado**

Los puntos c y f ocurren en la intersección de las superficies de proyección y elipsoide, y por lo tanto la escala del mapa es igual a la escala elipsoide verdadera a lo largo de las líneas de intersección. Estas relaciones de la escala del mapa con la escala elipsoide verdadera para varias posiciones en las dos proyecciones se indican en la Figura 20.1(c) y (d). Como se discutirá más adelante, estas diferencias de longitud se explican por medio de un factor de escala. De la discusión anterior debería quedar claro que los puntos no podrían proyectarse desde el elipsoide a superficies desarrollables sin introducir distorsiones en las longitudes de las líneas o las formas de las áreas. Sin embargo, estas distorsiones se mantienen al mínimo mediante la colocación seleccionada del cono o cilindro secante al elipsoide, eligiendo una proyección conforme (una que preserve las verdaderas relaciones angulares alrededor de los puntos en una región pequeña) y también limitando el tamaño de la zona o la extensión de la cobertura en la superficie de la Tierra para cualquier proyección en particular. Si el ancho de las zonas se mantiene en un máximo de 254 km (158 mi), y si dos tercios de este ancho de zona se encuentran entre las líneas secantes, las distorsiones (diferencias en la longitud de las líneas en las dos superficies) se mantienen en 1 parte en 10.000 o menos. El NGS pretendía esta precisión en el desarrollo de los sistemas de coordenadas del plano estatal, se han desarrollado sistemas de coordenadas del plano estatal.

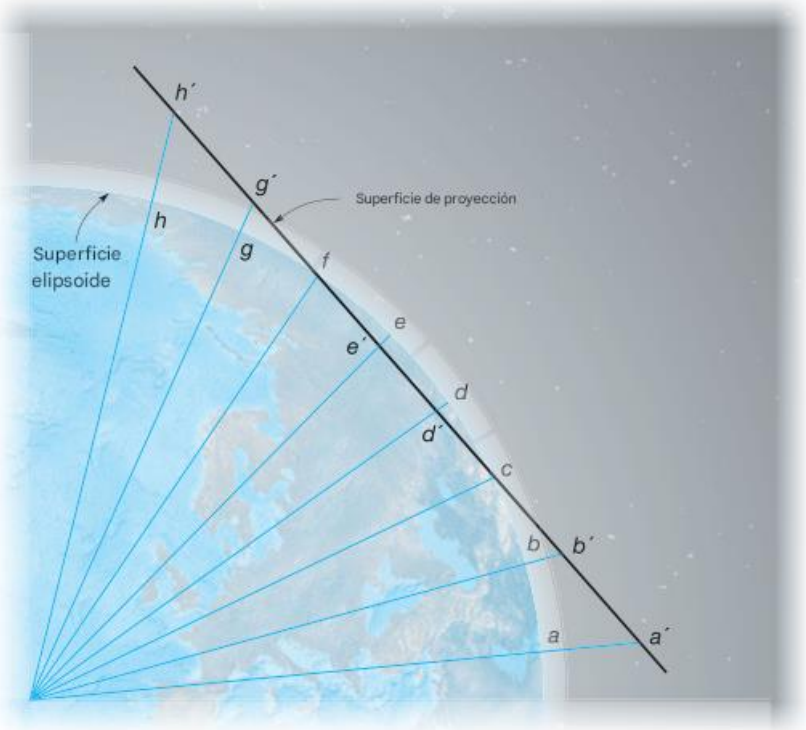


Figura 20.2
Método de proyección

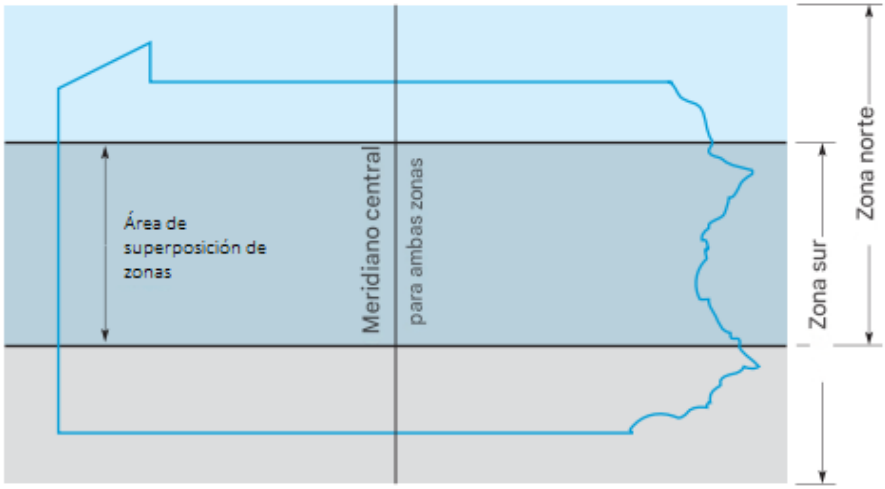


Figura 20.3
Coberturas y superposición de zonas en el sistema de coordenadas del plano estatal cónico conforme de Lambert de Pensilvania

En estados pequeños como Connecticut y Delaware, una zona de coordenadas del plano estatal es suficiente para cubrir todo el estado. Los estados más grandes requieren varias zonas para abarcarlos; por ejemplo, Alaska tiene 10, California 6 y Texas 5. Cuando se necesitan varias zonas para cubrir un estado, las zonas adyacentes se superponen.

Como se explicó en la Sección 20.10, esto es importante cuando los estudios extensos se extienden de una zona a otra. Las Figuras 20.3 y 20.4 muestran la cobertura de las zonas en Pensilvania e Indiana, respectivamente. Ambos estados tienen dos zonas: Pensilvania utiliza la proyección cónica conforme de Lambert e Indiana la proyección transversal de Mercator.

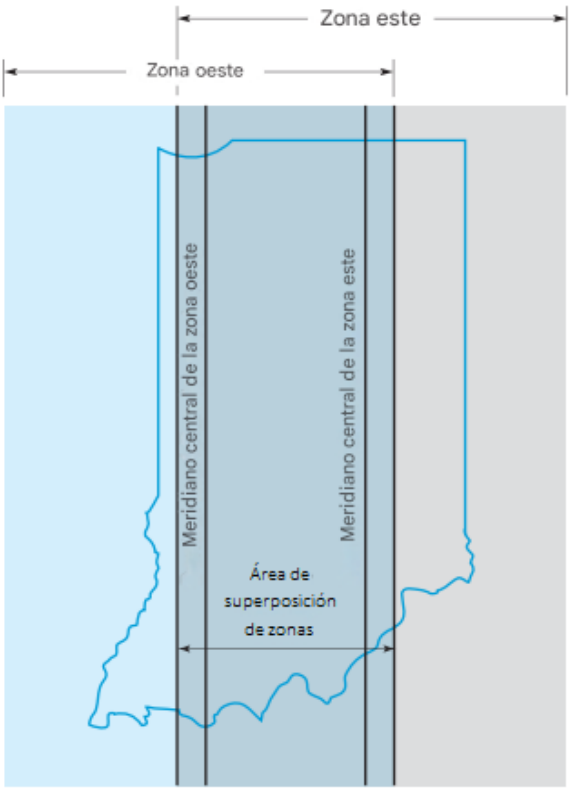


Figura 20.4
Coberturas y superposición de zonas en el sistema de coordenadas del plano estatal Transversal de Mercator de Indiana

■ 20.3 PROYECCIÓN CÓNICA CONFORME DE LAMBERT

La proyección cónica conforme de Lambert, como su nombre lo indica, es una proyección sobre la superficie de un cono imaginario. El término conforme, como se señaló anteriormente, significa que se conservan verdaderas relaciones angulares alrededor de todos los puntos en regiones pequeñas. La escala en una proyección de Lambert varía de norte a sur, pero no de este a oeste, como se muestra en la Figura 20.1(c). Por lo tanto, los anchos de zona en la proyección están limitados de norte a sur, pero no de este a oeste. La proyección de Lambert es, por lo tanto, ideal para mapear estados que son estrechos de norte a sur, pero que se extienden largas distancias en dirección este-oeste, por ejemplo, Kentucky, Montana, Pensilvania y Tennessee. La Figura 20.5 muestra la porción del cono desarrollado de una proyección de Lambert que cubre un área de interés. En la proyección de Lambert, el cono interseca el elipsoide a lo largo de dos paralelos de latitud, llamados paralelos estándar, a un sexto del ancho de zona desde los límites de zona norte y sur. Todos los meridianos son líneas rectas que convergen en Z, el vértice del cono. Un ejemplo es ZM, que es el meridiano central. Todos los paralelos de latitud son arcos de círculos concéntricos con centros en el vértice. La proyección se ubica en una zona en dirección este-oeste asignando al meridiano central un valor longitudinal cercano a la mitad del área a cubrir. La dirección del meridiano central en la proyección establece el norte de la cuadrícula. Todas las líneas paralelas al meridiano central apuntan en la dirección del norte de la cuadrícula. Por lo tanto, excepto en el meridiano central, las direcciones del norte "verdadero" y del "norte de la cuadrícula" no coinciden porque los meridianos verdaderos convergen. Como se muestra en la Figura 20.5, las coordenadas este (E) y norte (N) de los puntos son medidos perpendicularmente y en paralelo al meridiano central, respectivamente, a partir de un sistema de eje de referencia E-N que está desplazado hacia el oeste y el sur.

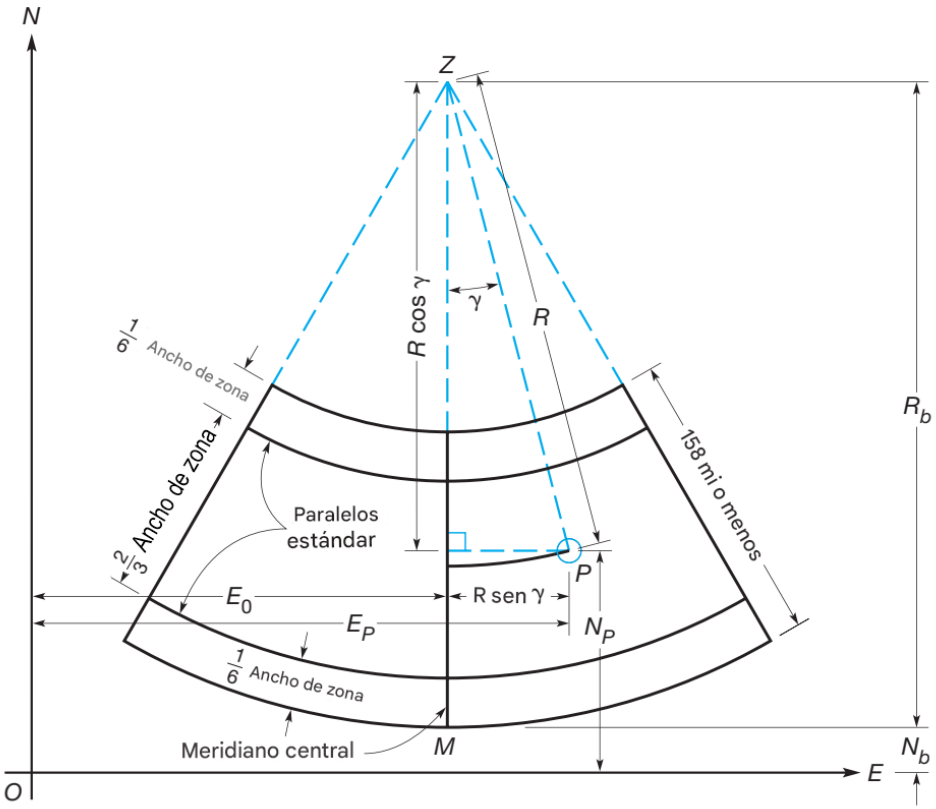


Figura 20.5
La proyección cónica conforme de Lambert (simbología SPCS83).

■ 20.4 PROYECCIÓN TRANSVERSAL DE MERCATOR

La proyección transversal de Mercator también es una proyección conforme, pero se basa en un cilindro secante imaginario como su superficie desarrollable. Como se ilustra en la Figura 20.1(d), la escala en la proyección transversal de Mercator varía de este a oeste, pero no de norte a sur. Por lo tanto, esta proyección se utiliza para estados como Illinois, Indiana y Nueva Jersey, que son estrechos de este a oeste y más largos de norte a sur. Al desarrollar la proyección transversal de Mercator, el eje del cilindro imaginario se coloca en el plano del ecuador de la Tierra. El cilindro corta el esferoide a lo largo de dos pequeños círculos equidistantes del meridiano central. En la superficie plana desarrollada (Figura 20.6) todos los paralelos de latitud y todos los meridianos excepto el meridiano central son curvas (mostradas en líneas discontinuas claras). Al igual que en la proyección cónica conforme de Lambert, el meridiano central establece la dirección norte de la cuadrícula, y la zona se centra sobre un área de interés mediante la asignación al meridiano central de un valor de longitud que se aplica aproximadamente al centro de la región que se va a mapear. Además, las coordenadas E y N de los puntos se miden perpendiculares y paralelas al meridiano central, respectivamente, desde un sistema de ejes E-N desplazado hacia el oeste y el sur.

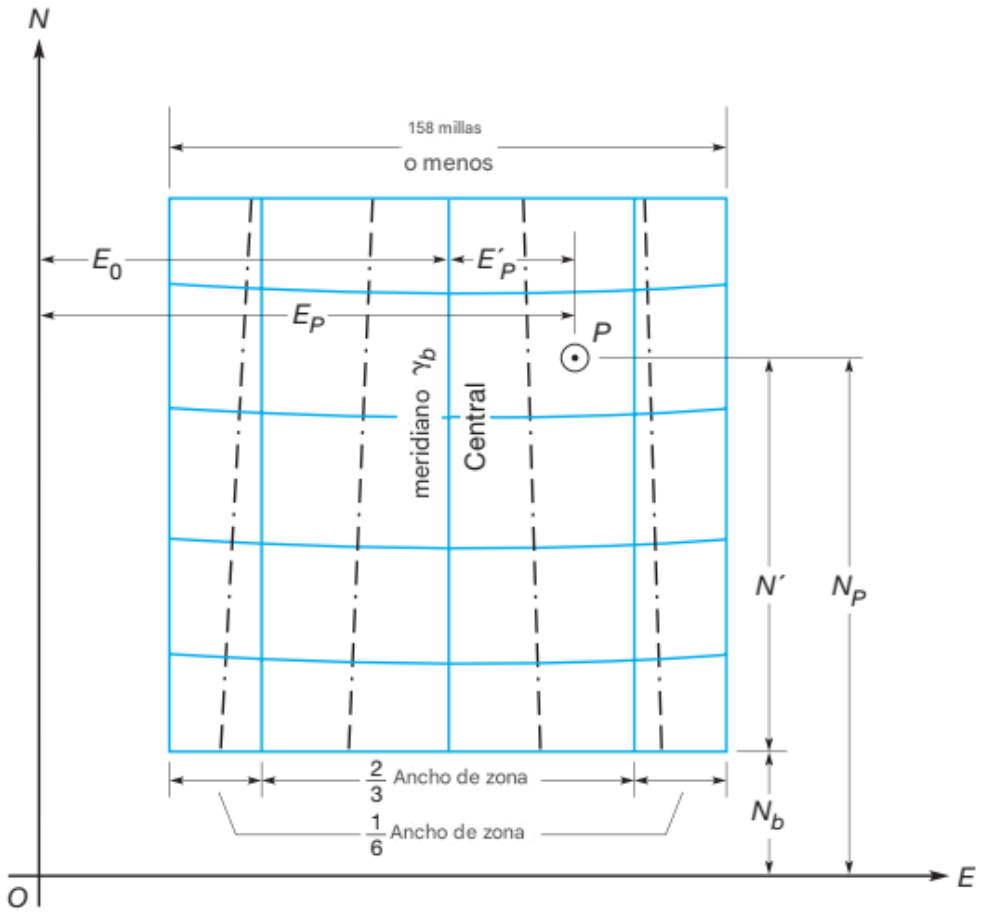


Figura 20.6
La proyección transversal de Mercator

■ 20.5 COORDENADAS DEL PLANO ESTATAL EN NAD27 Y NAD83

El primer sistema de coordenadas del plano estatal fue desarrollado por el NGS en 1933 para el estado de Carolina del Norte. Los sistemas para todos los demás estados siguieron poco después. Como se señaló anteriormente, las coordenadas del plano estatal de los puntos se calculan a partir de latitudes geodésicas y longitudes geodésicas. La Sección 19.4 y la Figura 19.3 definen e ilustran estos dos términos y explican que las latitudes y longitudes geodésicas se definen con respecto a un elipsoide de referencia y un datum asociado. Desde 1927 hasta el inicio de NAD83, el datum de referencia utilizado en los Estados Unidos fue NAD27, basado en el elipsoide Clarke de 1866. Por lo tanto, todas las coordenadas originales del plano estatal fueron desarrolladas por el NGS de acuerdo con ese elipsoide y datum. Este sistema se conoce como el Sistema de coordenadas del plano estatal de 1927 (SPCS27). Como se señaló en el Capítulo 19, el NAD83 emplea un conjunto diferente de parámetros definitorios que el NAD27 y utiliza una superficie de referencia de diferentes dimensiones, el elipsoide GRS80. Por lo tanto, las latitudes y longitudes de los puntos en el NAD83 son algo diferentes de sus valores en el NAD27. Debido a estos cambios, las constantes y variables que definen los sistemas de coordenadas del plano estatal también cambiaron. Por lo tanto, tras la finalización del NAD83, fue necesario desarrollar un nuevo sistema de coordenadas del plano estatal. Este ha sido completado por el NGS y se denomina Sistema de Coordenadas del Plano Estatal de 1983 (SPCS83). En el SPCS83, la mayoría de los estados conservaron las mismas proyecciones que habían utilizado en el SPCS27, con básicamente la misma posición del meridiano central. Había cambios, sin embargo; algunos de los principales son (1) Montana redujo su número de zonas de tres a una; y (2) Nebraska y Carolina del Sur redujeron su número de zonas de dos a una. En SPCS83, 29 estados emplean la proyección cónica conforme de Lambert; 18 usan la proyección Mercator transversal; y Alaska, Florida y Nueva York utilizan ambas. Además de usar ocho zonas Mercator transversal para su territorio continental y una cónica conforme de Lambert para las Islas Aleutianas, Alaska también emplea una proyección Mercator oblicua para la parte sureste del estado (véase la Sección 20.13). Aunque se utilizó el mismo enfoque fundamental para desarrollar tanto el SPCS27 como el SPCS83, como se señaló anteriormente, los parámetros que definen los dos sistemas son diferentes. En consecuencia, se utilizan símbolos diferentes y se han cambiado las ecuaciones para calcular las coordenadas en SPCS83. Por lo tanto, se utilizan procedimientos ligeramente diferentes para realizar los

cálculos en los dos sistemas. Para aquellos que deseen revisar los procedimientos utilizados en SPCS27, consulte una edición anterior de este libro.

■ 20.6 CÁLCULO DE COORDENADAS SPCS83 EN EL SISTEMA CÓNICO CONFORME DE LAMBERT

En la Figura 20.5 se ilustra un procedimiento para calcular las coordenadas E y N de puntos a partir de sus latitudes y longitudes geodésicas en el sistema cónico conforme de Lambert. Este proceso de conversión de coordenadas geodésicas a coordenadas planas se denomina problema directo. Los fundamentos descritos aquí se aplican tanto a SPCS27 como a SPCS83, aunque la simbología utilizada en la Figura 20.5 y esta sección sólo es aplicable a SPCS83. También se puede realizar el cálculo de manera inversa, es decir, calcular la latitud y longitud geodésicas a partir de un conjunto dado de coordenadas del plano de estado E, N. Esta forma inversa de cálculo se denomina problema inverso. La mayoría de los cálculos de coordenadas del plano de estado se realizan mediante software. Sin embargo, el uso de tablas suele ser más sencillo cuando se utilizan calculadoras portátiles. Por estas razones se presentarán ambos métodos de cálculo.

20.6.1 Constantes de zona.

Una zona se define en la proyección cartográfica cónica conforme de Lambert mediante la selección de cuatro conjuntos de parámetros. Estos son los parámetros elipsoidales definitorios a y f, el origen de la cuadrícula (ϕ_0, λ_0), las latitudes de los paralelos estándar norte y sur ϕ_N y ϕ_S, y los falsos este y norte (E_0, N_b). A partir de estos parámetros definitorios, se define matemáticamente un conjunto de constantes de zona que se utilizan tanto en los problemas directos como en los inversos. Las funciones comunes utilizadas en la definición de la proyección cartográfica son

$$W(\phi) = \sqrt{1 - e^2 \sin^2 \phi} \tag{20.1}$$

$$M(\phi) = \frac{\cos \phi}{W(\phi)} \tag{20.2}$$

$$T(\phi) = \sqrt{\left(\frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}\right)\left(\frac{1 + e \sin \phi}{1 - e \sin \phi}\right)^e} \tag{20.3}$$

donde e es la excentricidad de la elipse, definida por la ecuación (19.2c). Las constantes de zona definitorias para una proyección cartográfica cónica conforme de Lambert son

$$w_1 = W(\phi_S) \tag{20.4}$$

$$w_2 = W(\phi_N) \tag{20.5}$$

$$m_1 = M(\phi_S) \tag{20.6}$$

$$m_2 = M(\phi_N) \tag{20.7}$$

$$t_0 = T(\phi_0) \tag{20.8}$$

$$t_1 = T(\phi_S) \tag{20.9}$$

$$t_2 = T(\phi_N) \tag{20.10}$$

$$n = \sin \phi_0 = \frac{\ln(m_1) - \ln(m_2)}{\ln(t_1) - \ln(t_2)} \tag{20.11}$$

$$F = \frac{m_1}{n \cdot t_1^n} \tag{20.12}$$

$$R_b = aFt_0^n \tag{20.13}$$

20.6.2 El problema directo

En la figura 20.5, la línea ZM es el meridiano central de la proyección, el eje N (línea ON) es paralelo a ZM y el punto O es el origen del sistema de coordenadas rectangulares. Se adopta una constante E_0 para desplazar el eje N de la cuadrícula desde el meridiano central y hacer que las coordenadas E de todos los puntos sean positivas. De manera similar, se puede adoptar una constante N_b para desplazar el eje E de la cuadrícula desde el borde sur de la proyección. La coordenada N del vértice del cono es la constante $(R_b + N_b)$, siendo los valores numéricos de estos términos tales que todas las coordenadas N son positivas. Se deben determinar las coordenadas E y N del punto P, cuya latitud geodésica ϕ_P. y longitud geodésica λ_P, son conocidas. La línea ZP representa una porción del meridiano que pasa por el punto P con su longitud designada como R. El ángulo y entre el meridiano central y el meridiano ZP representa la cantidad de convergencia entre estos dos meridianos. En SPCS83 se denomina ángulo de convergencia. En SPCS27 se denomina ángulo de mapeo. A partir de la Figura 20.5, se pueden resolver las siguientes ecuaciones del problema directo para las coordenadas este (E) y norte (N) del punto P:

$$E_p = R\sin\gamma + E_0$$
$$N_P = R_b - R\cos\gamma + N_b \qquad (20.14)$$

Para resolver las ecuaciones (20.14), se deben conocer los valores de $E_0,\ N_b,\ R_b, R$ y γ. Las cantidades E_0 y N_b son constantes para cualquier zona. En muchos estados, al valor SPCS83 para E_0 se le ha asignado arbitrariamente un valor de 600.000 m, y a N_b un valor de 0,000 m; R_b es una constante de zona calculada definida por la ecuación (20.13). Los valores de R y γ también dependen del elipsoide utilizado y varían con los cambios, y ubicación de los puntos en la zona; R cambia con la latitud y γ con la longitud. El ángulo de convergencia y se puede calcular como

$$\gamma = (\lambda_0 - \lambda)n \qquad (20.15)$$
$$t = T(\phi_P) \qquad (20.16)$$
$$R = aFt^n \qquad (20.17)$$

donde la ecuación (20.15) se ajusta para las longitudes occidentales.

TABLA 20.1 EXTRACTO DE LAS TABLAS DE LA ZONA NORTE DE PENSILVANIA

Constantes de zona: N_b = 0,000 m E_0 = 600.000,000 m l_{CM} = 778.459
R_b = 7.379.348,3668 m sen ϕ_0 = 0,661539733812

Latitud (ϕ)	**R (m)**	Dif. Tab.	**k**
41°10′	7268294,836	30,84819	0,99996637
41°11′	7266443,945	30,84824	0,99996514
41°12′	7264593,050	30,84830	0,99996400
41°13′	7262742,152	30,84836	0,99996295
41°14′	7260891,251	30,84842	0,99996198
41°15′	7259040,346	30,84848	0,99996109
41°16′	7257189,437	30,84855	0,99996029
41°17′	7255338,524	30,84862	0,99995957
41°18′	**7253487,607**	**30,84869**	**0,99995893**
41°19′	7251636,685	30,84876	0,99995838

En el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani hay una hoja de cálculo Excel® map_projections.xls y una hoja de trabajo Mathcad® Lamber.xmcd que demuestran estos cálculos. Para ayudar en las soluciones manuales de las ecuaciones (20.14), el NGS ha calculado y publicado folletos individuales SPCS83 de tablas de proyección para cada estado. Estos dan las constantes para cada zona y tabulan los valores de R y del factor de escala k contra la latitud. Por lo tanto, dada la latitud geodésica de cualquier punto, R para ese punto puede interpolarse a partir de las tablas para su uso en las ecuaciones (20.14). La tabla 20.1 muestra un extracto de la zona norte de las tablas de Pensilvania. La columna etiquetada Tab. Diff. proporciona el cambio en el radio R por segundo de latitud. El uso de esta tabla se demuestra en el ejemplo 20.1. Las ecuaciones se resuelven utilizando una calculadora y el procedimiento de cálculo se denomina método tabular.

■ Ejemplo 20.1

Utilizando los valores de la Tabla 20.1, ¿cuáles son las coordenadas E (este) y N (norte) de la estación “Hayfield NE”, ubicada en la zona cónica conforme de Lambert norte de Pensilvania? La latitud geodésica de la estación es 41°18'20,25410" N y su longitud geodésica es 76°00'57,00239" O.

Solución

Paso 1: Determine el radio hasta Hayfield NE. La diferencia tabular (columna Dif. Tab.) que figura en la Tabla 20.1 para una latitud de 41°18' es 30,84869. Por lo tanto, el cambio en el radio ΔR de 41°18' a 41°18'20,25410" es

$$\Delta R = 20{,}25410'' \ (30{,}84869) = 624{,}8125 \text{ m}$$

A medida que aumenta la latitud, el radio disminuye y, por lo tanto, ΔR debe restarse del R tabulado de 7.253.487,607 m. Por lo tanto, el radio hasta Hayfield NE es

$$R = 7.253.487{,}607 \ - \ 624{,}8125 = 7.252.862{,}794 \text{ m}$$

La fórmula de interpolación lineal equivalente para el radio es

$$\begin{aligned} R &= 7.253.487{,}607 + (7.251.636{,}685 - 7.253.487{,}607)\ 20{,}25410''/60'' \\ &= 7.252.862{,}794 \text{ m} \end{aligned}$$

Paso 2: Calcule el ángulo de convergencia, γ, utilizando la ecuación (20.15) como

$$\gamma = (77°45' - 76°00'57{,}00239'') \times 0{,}661539733812 = 1°08'49{,}991''$$

}

Paso 3: Resuelva las ecuaciones (20.14) como

$$\begin{aligned} E &= 7.252.862{,}795 \sin 1°08'49{,}991'' + 600.000{,}000 \\ &= 745.212{,}637 \text{ m} \\ N &= 7.379.348{,}3668 - 7.252.862{,}795 \cos 1°08'49{,}991'' + 0{,}000 \\ &= 127.939{,}400 \text{ m} \end{aligned}$$

20.6.3 El Problema Inverso

El problema inverso en los cálculos de coordenadas del plano de estado consiste en determinar la latitud y longitud geodésicas de una estación con base en sus coordenadas del plano de estado y su zona. Las ecuaciones inversas también utilizan las constantes de zona calculadas en la Sección 20.6.1 o proporcionadas en la Tabla 20.1. Las ecuaciones restantes para lograr esto se pueden derivar de las Ecuaciones (20.14) como

$$N' = R_b - (N - N_b)$$
$$E' = E - E_0$$
$$\gamma = \tan^{-1}\left[\frac{E'}{N'}\right] \qquad (20.18)$$
$$R = \frac{N'}{\cos\gamma} = \sqrt{E'^2 + N'^2}$$
$$\lambda = \lambda_0 + \frac{\gamma}{n}$$

La solución para la latitud de la estación es iterativa. Este proceso es

$$t = \left(\frac{R}{aF}\right)^{\frac{1}{n}} \qquad (20.19)$$

$$\chi = \frac{\pi}{2} - 2\tan^{-1}(t) \qquad (20.20)$$

$$\phi_P = \frac{\pi}{2} - 2\tan^{-1}\left[t\left(\frac{1 - e\sin\phi_p}{1 + e\sin\phi_p}\right)^{e/2}\right] \qquad (20.21)$$

Itere la ecuación (20.21) comenzando con ϕ_P igual a χ en la primera iteración y continuando hasta que los cambios en ϕ_P sean insignificantes. Este procedimiento se muestra en la hoja de cálculo de Excel® y la hoja de cálculo de Mathcad® mencionadas anteriormente en el sitio web complementario de este libro.

Al utilizar las tablas, se puede interpolar la latitud ϕ_P de la estación, frente a R, de las tablas. El procedimiento se muestra en el Ejemplo 20.2.

■ Ejemplo 20.2

¿Cuáles son la latitud y la longitud geodésicas de la estación Hayfield NE, dadas las siguientes coordenadas SPCS83? (La estación se encuentra en la zona norte de la proyección cónica conforme de Lambert de Pensilvania).

Este = 745.212,637 m

Norte = 127.939,400 m

Solución

Usando la Tabla 20.1 y las Ecuaciones (20.18)

$$E' = 745.212{,}637 - 600.000{,}000 = 145.212{,}637\text{ m}$$
$$N' = 7.379.348{,}3668 - (127.939{,}400 - 0{,}000) = 7.251.408{,}9668\text{ m}$$
$$\gamma = \tan^{-1}\left(\frac{145.212{,}637}{7.251.408{,}9668}\right) = 1°08'49{,}99''$$
$$R = \sqrt{145.212{,}637^2 + 7.251.408{,}9668^2} = 7.252.862{,}7943$$
$$\lambda = 77°45' - \frac{1°08'49{,}99''}{0{,}661539733812} = 76°00'57{,}00239''$$

Ahora se puede interpolar la latitud de la estación a partir de los valores de la Tabla 20.1. Como se puede observar en la tabla, el radio calculado R está entre 41°18' y 41°19'. Para determinar el número de segundos de arco que se deben

añadir a 41°18', se evalúa la diferencia entre el radio tabulado para 41°18' de 7.253.487,607 y el radio calculado R para la estación y se divide por la diferencia tabulada de 30,84869. Es decir

$$\Delta\phi'' = \frac{7.253.487,607 - 7.252.862,7943}{30,84869} = 20,25411''$$

Figura 20.7
Pantalla de entrada de datos para cálculos directos de SPCS83 del ejemplo 20.1

Por lo tanto, la latitud y la longitud de la estación se calculan como 41°18'20,25411" y 76°00'57,00239", respectivamente. Los errores de redondeo en los problemas directo e inverso causaron la ligera diferencia de 0,00001" entre la latitud calculada y la dada en el Ejemplo 20.1.

Para facilitar el cálculo de las coordenadas del plano estatal, el NGS ha publicado un folleto 1 titulado “Sistema de coordenadas del plano estatal de 1983” (Stem, 1989) que proporciona las constantes y fórmulas de zona para cada zona de Estados Unidos y sus territorios. Estas constantes se repiten en la hoja de cálculo de Excel® del CD que acompaña a este libro. El programa informático WOLFPACK, disponible en el sitio web que acompaña a este libro (http://www.pearsonhighered.com/ghilani), incluye una opción para calcular las coordenadas del plano estatal en su menú de cálculo.

La pantalla de entrada de datos de WOLFPACK para el ejemplo 20.1 se muestra en la Figura 20.7. Por supuesto, también se debe especificar el estado y la zona dentro de él.

Cabe destacar que el cálculo de coordenadas en el SPCS83 sólo debe realizarse utilizando puntos cuyas posiciones geodésicas se indiquen en el NAD83.

■ 20.7 CÁLCULO DE LAS COORDENADAS SPCS83 EN EL SISTEMA TRANSVERSAL DE MERCATOR

El NGS también ha publicado las zonas de coordenadas del plano estatal SPCS83 Transversal de Mercator para los estados que utilizan esta proyección. Se calculan y tabulan todas las constantes y variables necesarias, y se proporcionan instrucciones y ejemplos de problemas para ilustrar los procedimientos de cálculo.

1 Los folletos individuales para cada estado para la elaboración de soluciones tabulares del SPCS83 y el Manual NOS NGS 5 de la NOAA se pueden obtener del Centro Nacional de Información Geodética de la NOAA. National Geodetic Survey, N/CG174, SSMC3 Estación 09535, 1315 East West Highway, Silver Spring, MD 20910, teléfono (301) 713-3242. También hay productos similares disponibles para el SPCS27.

20.7.1 Constantes de Zona

Una zona se define en la proyección cartográfica transversal de Mercator mediante la selección de cuatro conjuntos de parámetros. Estos son los parámetros elipsoidales definitorios a e f, el origen de la cuadrícula (ϕ_0, λ_0), el factor de escala en el meridiano central λ_0 y los falsos este y norte (E_0, N_b). A partir de estos parámetros definitorios, se define matemáticamente un conjunto de constantes de zona, que se utilizan tanto en los problemas directos como en los inversos.

Las funciones comunes utilizadas en la definición de la proyección cartográfica son

$$C(\phi) = e'^2 \cos^2\phi \qquad T(\phi) = \tan^2\phi$$

$$M(\phi) = a\left[\left(1 - \frac{e^2}{4} - \frac{3e^4}{64} - \frac{5e^6}{256}\right)\phi - \left(\frac{3e^2}{8} + \frac{3e^4}{32} + \frac{45e^6}{1024}\right)\operatorname{sen} 2\phi + \left(\frac{15e^4}{256} + \frac{45e^6}{1024}\right)\operatorname{sen} 4\phi - \left(\frac{35e^6}{3072}\right)\operatorname{sen} 6\phi\right] \quad (20.22)$$

donde e y e' son la primera y la segunda excentricidad de la elipse, definidas por las ecuaciones (19.2a) y (19.2b), respectivamente.

20.7.2 El problema Directo

Los cálculos para el problema directo utilizando las fórmulas de proyección cartográfica son

$$m_0 = \mathrm{M}(\phi_0) \quad (20.23)$$

$$m = \mathrm{M}(\phi) \quad (20.24)$$

$$t = T(\phi) \quad (20.25)$$

$$c = \mathrm{C}(\phi) \quad (20.26)$$

$$A = (\lambda_0 - \lambda)\cos\phi \quad (20.27)$$

donde la ecuación (20.27) se ha ajustado para las longitudes occidentales.

$$E = k_0 R_N\left[A + (1 - t + c)\frac{A^3}{6} + (5 - 18t + t^2 + 72c - 58e'^2)\frac{A^5}{120}\right] + E_0 \quad (20.28)$$

$$N = k_0\left\{m - M_0 + R_N \tan\phi\left[\frac{A^2}{2} + (5 - t + 9c + 4c^2)\frac{A^4}{24} + (61 - 58t + t^2 + 600c - 330e'^2)\frac{A^6}{720}\right]\right\} + N_b \quad (20.29)$$

donde R_N es el radio en la vertical principal para la latitud ϕ según lo definido por la ecuación (19.4). El ángulo de convergencia γ se calcula como

$$c_2 = \frac{1 + 3c + 2c^2}{3} \qquad c_3 = \frac{2 - \tan^2\phi}{15}$$

$$\gamma = A \tan \phi[1 + A^2(c_2 + c_3A^2)] \qquad \textbf{(20.30)}$$

TABLA 20.2 EXTRACTO DE LAS TABLAS DE PROYECCIÓN TRANSVERSAL DE MERCATOR PARA NUEVA JERSEY PARA EL PROBLEMA DIRECTO

Constantes de zona: E_0 = 150.000 m ϕ_b = 38°50′ λ_0 = 74°30′ N_b = 0,000 m k_0 = 0,9999

Latitud	(I) (IV)	Diferencia 1"	(II) (V)	Diferencia 1"	(III) (VI)
39°00′	18500,4650	30,834594	3670,4645	0,007613	1,902
	240604,8369	-0,910942	19,8284	-0,000975	-0,026
39°01′	20350,5407	30,834682	3670,9213	0,007592	1,901
	240548,3803	-0,941283	19,7699	-0,000975	-0,026
39°02′	22200,6216	30,834771	3671,3768	0,007572	1,900
	240491,9034	-0,941623	19,7114	-0,000974	-0,026
39°03′	24050,7079	30,834859	3671,8311	0,007551	1,899
	240435,4060	-0,941964	19,6529	-0,000974	-0,026
39°04′	25900,7994	30,834947	3672,2842	0,007530	1,898
	240378,8882	-0,942304	19,5945	-0,000974	-0,026

Correcciones de segunda diferencia

	00″	10″	20″	30″		00″	10″	20″	30″
	60″	50″	40″	30″		60″	50″	40″	30″
(I)	0,0000	-0,0004	-0,0006	-0,0007	(IV)	0,0000	0,0014	0,0023	0,0025

Los cálculos que utilizan las ecuaciones (20.23) a (20.30) se muestran en la hoja de cálculo de Excel® map_projections.xls y la hoja de trabajo de Mathcad® TM.xmcd, disponibles en el sitio web complementario de este libro: http://www.pearsonhighered.com/ghilani. Con referencia a la Figura 20.6 y las tablas de proyección transversal de Mercator correspondientes, como las que se muestran en la Tabla 20.2, las siguientes ecuaciones SPCS83 para cálculos manuales proporcionan la solución del problema directo, es decir, la obtención de las coordenadas E_P y N_P de cualquier punto P a partir de sus coordenadas geodésicas:

$$\begin{aligned} \Delta\lambda &= (\lambda_0 - \lambda)3600''/^\circ \\ p &= 10^{-4}\Delta\lambda'' \\ N_P &= (I) + (II)p^2 + (III)p^4 + N_b \\ E_P &= (IV)p + (V)p^3 + (VI)p^5 + E_0 \end{aligned} \qquad \textbf{(20.31)}$$

En las ecuaciones (20.32), $\Delta\lambda''$ es la diferencia de longitud entre el meridiano central y el punto en segundos, y N y E son las coordenadas del plano de estado del punto en metros. Los valores de λ_0 y E_0 son constantes de zona y se proporcionan con la tabla como se muestra en la Tabla 20.2. Los valores de los números romanos (I), (II), (III), (IV), (V) y (VI) se interpolan a partir de las tablas transversales de Mercator utilizando el valor correspondiente indicado en la columna "Diferencia". Para los valores de la primera (I) y la cuarta (IV) columna, también se debe interpolar una

pequeña corrección por diferencia de segundo grado utilizando los valores indicados al final de la tabla. El ejemplo 20.3 demuestra el uso de las ecuaciones (20.31) y la tabla 20.2.

■ Ejemplo 20.3

La latitud y la longitud geodésicas de la estación Stone Harbor, en el estado de Nueva Jersey, que utiliza la proyección transversal de Mercator, son 39°02'21,63632" y 74°46'08,80133", respectivamente. ¿Cuáles son las coordenadas SPCS83 de la estación?

Solución

La determinación de las segundas diferencias y los valores de las columnas (III) y (VI) implica una interpolación lineal. Por ejemplo, la segunda diferencia para la columna (I) se determina como

—0,0006 + [—0,0007 - (—0,0006)] 1,63632710" = -0,00062

donde 1,63632" proviene de la porción de segundos de la latitud de la estación. Los tres valores (III), (IV) y (VI) se interpolan de manera similar y se muestran en los cálculos siguientes. Utilizando la Tabla 20.2, los valores de columna apropiados son

I = 22.200,6216 + 30,834771(21,63632) + (-0,00062) = 22.867,77195

II = 3671,3768 + 0,007572 (21,63632) = 3671,54063

III = 1,900 + (1,899 - 1,900) (21,63632/60) = 1,89964

IV = 240.491,9034 + (-0,941623)(21,63632) + 0,00233 = 240.471,53247

V = 19,7114 + (—0,000974)(21,63632) = 19,690326

VI = -0,026 + (-0,026 + 0,026) (21,63632/60) = -0,026

Sustituyendo estos valores en las ecuaciones (20.31) se obtiene

$$\Delta\lambda'' = (74°30' - 74°46'08{,}80133'')3600''/° = -968{,}80133''$$

$$p = -968{,}80133 \times 10^{-4} = -0{,}096880133$$

$$N = 22.867{,}77197 + 3671{,}54063\,p^2 + 1{,}89964\,p^4 + 0 = 22.902{,}2323 \text{ m}$$

$$E = 240.471{,}5324/7 + 19{,}690326\,p^3 - 0{,}026\,p^5 + E_0 = 126.703{,}0680 \text{ m}$$

20.7.2 El problema inverso

El problema inverso de Mercator transversal se resuelve como

$$E' = E - E_0 \qquad (20.32)$$

$$N' = N - N_b \qquad (20.33)$$

$$e_1 = \frac{1 - \sqrt{1 - e^2}}{1 + \sqrt{1 - e^2}} \qquad (20.34)$$

$$m = m_0 + \frac{N'}{k_0} \qquad (20.35)$$

$$\chi = \frac{m}{a\left(1 - \frac{e^2}{4} - \frac{3e^4}{64} - \frac{5e^6}{256}\right)} \qquad (20.36)$$

La latitud del punto pie ϕ_f es

$$\phi_f = \chi + \left(\frac{3e_1}{2} - \frac{27e_1^3}{32}\right)\sin 2\chi + \left(\frac{21e_1^2}{16} - \frac{55e_1^4}{32}\right)\sin 4\chi + \left(\frac{151e_1^3}{96}\right)\sin 6\chi + \left(\frac{1097e_1^4}{512}\right)\sin 8\chi \quad (20.37)$$

$$c_1 = C(\phi_f) \quad (20.38)$$

$$t_1 = T(\phi_f) \quad (20.39)$$

$$N_1 = R_N \text{ evaluated using Equation (19.4) with } \phi_f \quad (20.40)$$

$$M_1 = R_M \text{ evaluated using Equation (19.5) with } \phi_f \quad (20.41)$$

$$D = \frac{E'}{N_1 k_0} \quad (20.42)$$

$$B = \frac{D^2}{2} - (5 + 3t_1 + 10c_1 - 4c_1^2 - 9e')\frac{D^4}{24} + (61 + 90t_1 + 298c_1 + 45t_1^2 - 252e' - 3c_1^2)\frac{D^6}{720} \quad (20.43)$$

$$\phi = \phi_f - \left(\frac{N_1 \tan \phi_f}{R_1}\right)B \quad (20.44)$$

Los cálculos con las ecuaciones (20.37) a (20.44) se muestran en la hoja de cálculo de Excel® map_procluctions.xls y en la hoja de cálculo de Mathcad® NJ_Table.xmcd, disponibles en el sitio web complementario de este libro: http://pearsonhighered.com/ghilani. Al igual que en la Tabla 20.2, la Tabla 20.3 contiene los parámetros necesarios y las segundas diferencias para calcular el problema inverso. Las fórmulas necesarias para realizar este cálculo son

$$\begin{aligned} E' &= E - E_0 \\ N' &= N - N_b \\ q &= E' \times 10^{-6} \\ \phi_f &= \phi_{\text{table}} + \Delta\phi'' \text{ (interpolated from table)} \\ \Delta\phi_f'' &= -(\text{VII})q^2 + (\text{VIII})q^4 \\ \Delta\lambda'' &= -(\text{IX})q + (\text{X})q^3 + (\text{XI})q^5 \\ \phi &= \phi_f + \Delta\phi_f'' \\ \lambda &= \lambda_b + \Delta\lambda'' \end{aligned} \quad (20.45)$$

En las ecuaciones (20.45), E' y N' se expresan en metros, $\Delta\phi_f''$ y $\Delta\lambda''$ " se expresan en segundos, y ϕ_f, ϕ y λ se expresan en grados, minutos y segundos. El valor de ϕ_f se interpola de la columna (I) de la tabla 20.3 y se conoce como latitud del punto pie.

Observe que, en esta tabla, el primer (I) y el noveno (IX) valor tienen correcciones de segunda diferencia. El ejemplo 20.4 demuestra el uso de estas tablas en el problema inverso.

TABLA 20.3 EXTRACTO DE LAS TABLAS DE PROYECCIÓN TRANSVERSAL DE MERCATOR PARA NUEVA JERSEY PARA EL PROBLEMA INVERSO

Constantes de zona: $E_0 = 150.000$ m $\phi_b = 38°50'$ $\lambda_0 = 74°30'$ $N_b = 0{,}000$ m $k_0 = 0{,}9999$

Latitud	(I) (IX)	Diferencia 1″	(VII) (X)	Diferencia 1″	(VIII) (XI)
39°00′	18500,4650	30,834594	2056,2443	0,020257	29,191
	41561,9242	0,162576	393,3224	0,005941	7,024
39°01′	20350,5407	30,834682	2057,4597	0,020267	29,218
	41571,6788	0,162711	393,6788	0,005949	7,035
39°02′	22200,6216	30,834771	2058,6757	0,020276	29,245
	41581,4415	0,163846	394,0357	0,005957	7,047
	24050,7079	30,834859	2059,8923	0,020286	29,272
39°03′	41591,2122	0,162982	94,3931	0,005965	7,058
	25900,7994	30,834947	2061,1094	0,020295	29,299
	41600,9911	0.163117	394,7510	0,005973	7,069
39°04′					

Correcciones de segunda diferencia

	00″	10″	20″	30″		00″	10″	20″	30″
	60″	50″	40″	30″		60″	50″	40″	30″
(I)	0,0000	−0,0004	−0,0006	−0,0007	(IX)	−0,0000	−0,0006	−0,0009	−0,0010

■ Ejemplo 20.4

¿Cuáles son las coordenadas geodésicas de la estación Stone Harbor si sus coordenadas este y norte SPCS83 son 126.703,0681 m y 22.902,2323 m, respectivamente? (La estación se encuentra en la zona transversal de Mercator de Nueva Jersey).

Solución

Paso 1:

Calcular E', N' y q como

E' = 126.703,0680 - 150.000,000 = - 23.296,9320 m

N' = 22.902,2323 - 0,000 = 22.902,2323 m

q = -23.296,9320 x 10^{-6} = -0,023296932

Paso 2:

Al observar la Tabla 20.3, se puede ver que la coordenada norte se encuentra entre los valores (I) de 39°02' y 39°03'. Por lo tanto, $\Delta\phi_f''$ se puede interpolar desde la columna (I) como

$\Delta\phi_f''$ = (22,902.2323 - 22,200.6216)/30,834771 = 22,75388068" Por lo tanto, la latitud del punto del pie es

ϕ_f = 39°02' + 22,75388068" = 39°02'22,75388068"

Paso 3:

Utilizando $\Delta\phi_f''$, evalúe los valores tabulares para VII, VIII, IX, X y XI. Nótese que en este procedimiento, los valores para VIII y XI deben interpolarse linealmente utilizando los valores tabulares para 39°02' y 39°03'.

VII = 2058,6757 + 0,020276(22,75388068) = 2059,13706

VIII = 29,245 + (29,272 - 29,245)(22,75388068/60) = 29,25524

IX = 41.581,4415 + 0,162846(22,75388068) - 0,0009 = 41.585,14688

X = 394,0357 + 0,005957(22,75388068) = 394,17124

XI = 7,047 + (7,058 – 7,047)(22,75388068/60) = 7,05117

Paso 4:

Aplicando los valores tabulares calculados del paso 3, calcule la latitud y longitud de la estación Stone Harbor utilizando las ecuaciones (20.45) como

$$\begin{aligned}
\Delta\phi'' &= -2059{,}13706q^2 + 29{,}25524q^4 &&= -1{,}11758'' \\
\Delta\lambda'' &= -41.585{,}14688q + 394{,}17124q^3 + 7{,}05117q^5 &&= 968{,}80135'' \\
\phi &= 39°02'22{,}75388068'' - 1{,}11758'' &&= 39°02'21{,}6363'' \\
\lambda &= 74°30' + 968{,}80135'' &&= 74°46'08{,}8013''
\end{aligned}$$

Nuevamente, a excepción de pequeños errores de redondeo de los cálculos directos e inversos, la solución produce la latitud y longitud geodésicas de Stone Harbor que se dieron para el Ejemplo 20.3.

Al igual que con las conversiones de mapas cónicos conformes de Lambert, las soluciones de los problemas directos e inversos se realizan típicamente con computadoras. Se han escrito varios programas que permiten la conversión fácil de coordenadas geodésicas a coordenadas del plano estatal y viceversa. WOLFPACK, que está disponible en el sitio web complementario para este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani, contiene esta opción en su menú de cálculo de coordenadas.

■ 20.8 REDUCCIÓN DE DISTANCIAS Y ÁNGULOS A CUADRICULA DE COORDENADAS DEL PLANO ESTATAL

Las distancias y los ángulos medidos en tierra deben sufrir correcciones antes de usarlos para hacer cálculos en sistemas de coordenadas del plano estatal. Como se muestra en la Figura 20.8, las distancias primero deben reducirse de sus longitudes medidas en tierra a sus equivalentes elipsoidales. Además, como se muestra en la Figura 20.2, estas distancias elipsoidales deben luego reducirse a la superficie desarrollable del sistema del plano estatal que se está utilizando. Además, siempre que se utilicen ángulos o acimuts en estos cálculos, estos pueden reducirse a sus equivalentes de cuadrícula. Una vez completadas estas reducciones, pueden realizarse los cálculos de poligonaciones (véase el capítulo 10) y los procedimientos de ajuste descritos en los capítulos 10 y 16. Esta sección describe los procesos para reducir estas observaciones a cuadrículas de plano de estado.

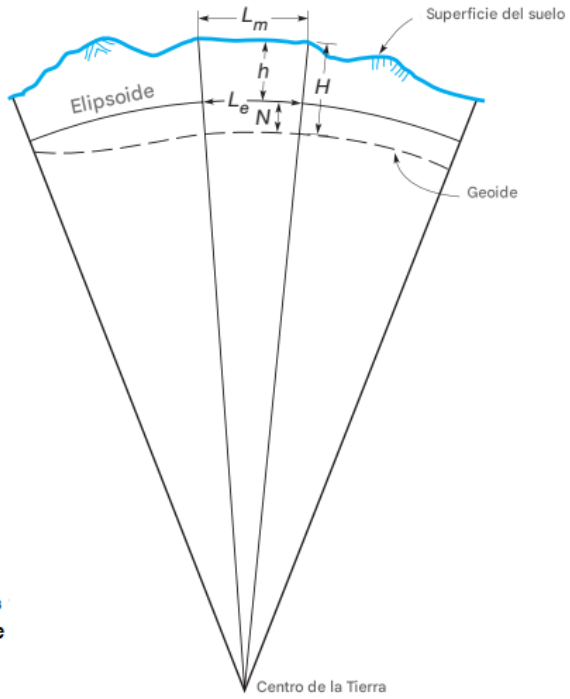


Figura 20.8
Reducción de longitudes de las observaciones de la superficie al elipsoide.

20.8.1 Reducción de distancias mediante cuadrícula

La reducción de distancias normalmente se realiza en dos pasos: (1) reducir las observaciones de sus longitudes terrestres a longitudes elipsoidales (distancia geodésica) y (2) reducir las longitudes elipsoidales a sus equivalentes de cuadrícula. Las fórmulas más precisas para la reducción de las distancias de pendiente al elipsoide se dieron en la Sección 19.14. Sin embargo, en la mayoría de los levantamientos locales, las longitudes de las distancias son cortas y se pueden utilizar métodos de reducción más simples, ya que la distancia horizontal L_m coincide estrechamente con la distancia de arco en la superficie de la Tierra. Con esta simplificación, la relación entre la longitud del levantamiento terrestre y la longitud elipsoidal L_e es

$$L_e = L_m\left(\frac{R_\alpha}{R_\alpha + H + N}\right) \qquad (20.46)$$

donde R_α es el radio de la Tierra en el acimut de la línea, según lo dado por la Ecuación (19.6), H la altura ortométrica promedio de la línea observada sobre el geoide y N la separación geoidal. La razón $R_\alpha/(R_\alpha + H + N)$ se denomina comúnmente factor de elevación. Para todos los levantamientos, excepto los más rigurosos, se pueden obtener resultados aceptables de la Ecuación (20.46) sustituyendo el radio medio de la Tierra (20.902.000 pies o 6.371.000 m) por R_α.

Después de reducir una distancia a su equivalente elipsoidal, debe escalarse a su equivalente de cuadrícula. Esto se logra multiplicando la longitud elipsoidal de la línea por un factor de escala apropiado. Para las proyecciones cartográficas cónicas conformes de Lambert, el factor de escala para cualquier latitud ϕ se puede calcular como

$$m = M(\phi) \qquad (20.47)$$

$$k = \frac{Rn}{am} \qquad (20.48)$$

Donde M, R, y n se definieron previamente en este capítulo. El factor de escala en un punto también puede interpolarse a partir de tablas. Este procedimiento se demuestra en el Ejemplo 20.5 utilizando la Tabla 20.1.

■ Ejemplo 20.5

¿Cuál es el factor de escala para Hayfield NE del Ejemplo 20.1? (Esta estación se encuentra en la zona norte de la proyección cónica conforme de Lambert de Pensilvania).

Solución:

Del Ejemplo 20.1, la latitud geodésica de la estación Hayfield NE es 41°18'20,25410". Utilizando los factores de escala tabulados para las latitudes 41°18' y 41°19' de la Tabla 20.1, el factor de escala interpolado es k = 0,99995893 + (0,99995838 – 0,99995893)(20,25410"/60") = 0,999958744

Para una proyección cartográfica transversal de Mercator, el factor de escala k para cualquier punto se calcula como

$$k = k_0\left[1 + (1 + c)\frac{A^2}{2} + (5 - 4t + 42c + 13c^2 - 28e'^2)\frac{A^4}{24} + (61 - 148t + 16t^2)\frac{A^6}{720}\right] \qquad (20.49)$$

Donde k_0 es una constante de zona y c, A y t se definen previamente. Para calcular el factor de escala k mediante tablas, se utiliza la siguiente fórmula:

$$k = k_0[1 + (\mathrm{XVI})q^2 + 0.00003q^4] \qquad (20.50)$$

donde q se define en la ecuación (20.45), y (XVI) proviene de la tabla 20.4.

TABLA 20.4 EXTRACTO DE LAS TABLAS DE PROYECCIÓN TRANSVERSAL DE MERCATOR PARA NUEVA JERSEY PARA EL CÁLCULO DEL FACTOR DE ESCALA. (NOTA: LAS COLUMNAS SE REORGANIZAN SOLO PARA FINES DE PUBLICACIÓN).

Constantes de zona: E_0 = 150.000 m ϕ_b = 38°50′ λ_b = 74°30′ N_b = 0,000 m k_0 = 0,9999

Latitud	(I) (XIV)	Diferencia 1"	(XII) (XV)	Diferencia 1"	(XIII) (XVI)
39°00′	18500,4650 26155,7664	30,834594 0,258924	6293,2039 353,110	0,037673	3,014 0,012311
39°01′	20350,5407 26171,3018	30,834682 0,259046	6295,4643 353,486	0,037664	3,014 0,012311
39°02′	**22200,6216** **26186,8446**	**30,834771** **0,259167**	**6297,7241** **353,863**	**0,037655**	**3,014** **0,012311**
39°03′	24050,7079 26202,3946	30,834859 0,259289	6299,9834 354,240	0,037646	3,013 0,012310
39°04′	25900,7994 26217,9520	30,834947 0,259412	6302,2422 354,618	0,037637	3,013 0,012310

Correcciones de segunda diferencia

	00″	10″	20″	30″		00″	10″	20″	30″
	60″	50″	40″	30″		60″	50″	40″	30″
(I)	0,0000	-0,0004	-0,0006	-0,0007	(XIV)	-0,0000	-0,0005	-0,0008	-0,0009

■ Ejemplo 20.6

Calcule el factor de escala para la estación Stone Harbor del Ejemplo 20.3. (Esta estación se encuentra en la proyección transversal de Mercator de Nueva Jersey).

Solución

Del Ejemplo 20.3, la latitud geodésica de la estación Stone Harbor es 39°02'21,63632". Usando la Ecuación (20.50), el factor de escala para esta estación es

$$k = 0{,}9999[1 + 0{,}0123106q^2 + 0{,}00003q^4] = 0{,}99990668$$

donde q es —0,023296932 como se determinó en el Ejemplo 20.4, y el valor de (XVI) se interpola a partir de los valores en las latitudes límite de 39°02' y 39°03'.

Una línea consta de muchos puntos y, por lo tanto, existen varios enfoques para calcular el factor de escala k de una línea. El más sencillo y menos preciso implica determinar un factor de escala promedio para todo un proyecto de levantamiento y aplicar este valor único a todas las distancias reducidas. Este enfoque es adecuado para levantamientos de baja precisión y para levantamientos que cubren áreas pequeñas. Para lograr un mayor nivel de precisión, se puede aplicar un "factor de escala promedio" a cada línea individual. En este método, los valores se obtienen promediando los factores de escala de los puntos finales de las líneas. Este método funciona bien para distancias moderadamente largas. Sin embargo, para los levantamientos más precisos, se debe calcular un factor de escala adicional en el punto medio de la línea. Luego, se determina un factor de escala mejorado k_{12} como

$$k_{12} = \frac{k_1 + 4k_m + k_2}{6} \qquad (20.51)$$

donde k_1 y k_2 son factores de escala para los puntos finales de la línea, y k_m es el factor de escala para el punto medio de la línea. Obviamente, este método requiere que se calculen las coordenadas y el factor de escala k_m para el punto medio de la línea. El producto del factor de elevación por el factor de escala es el llamado factor combinado y se expresa matemáticamente como

factor combinado = factor de elevación x factor de escala (20.52).

En NAD27, el factor combinado se conocía como factor de cuadrícula. Es común en levantamientos de orden inferior y levantamientos que cubren áreas pequeñas, usar un solo factor combinado para todo el levantamiento. A menudo, los recopiladores de datos permiten la entrada de este valor, de modo que las coordenadas se calculan directamente en la cuadrícula. En levantamientos que cubren áreas más grandes o requieren procedimientos más rigurosos, se deben calcular el factor de escala y los factores de elevación para cada línea. La distancia de cuadrícula reducida es

distancia de cuadrícula = distancia del terreno x factor combinado (20.53).

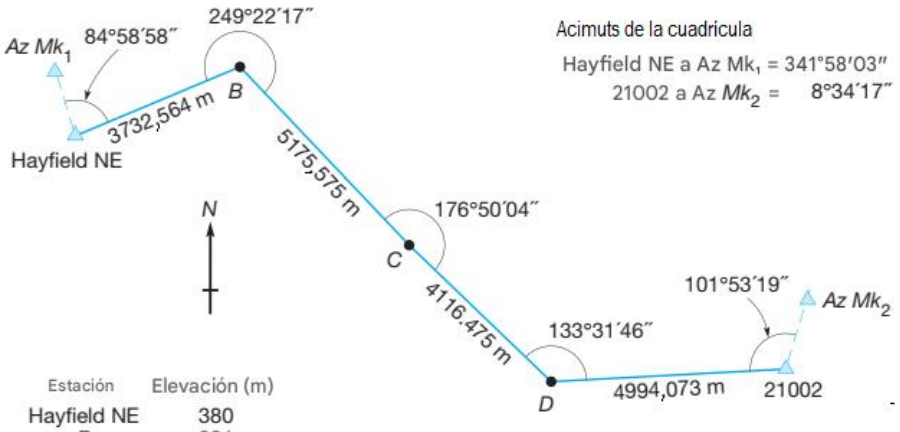


Figura 20.9
Poligonación observada en el campo

■ Ejemplo 20.7

¿Cuáles son las longitudes de cuadrícula para las distancias observadas en la Figura 20.9?

El factor de escala de la estación Hayfield NE en la figura se determinó en el Ejemplo 20.5.

Solución

Para este ejemplo, los factores de elevación se calcularon utilizando la Ecuación (20.6) y empleando la separación geoidal promedio dada de -29,8 m y el radio medio de la Tierra. Utilizando los procedimientos de cálculo dados en el Capítulo 12, se calcularon valores de coordenadas aproximados para cada estación y luego se utilizaron para determinar el factor de escala en cada estación (véase el Ejemplo 20.5). Para este estudio, fue apropiado utilizar factores de escala obtenidos al promediar los valores de los puntos finales. Los factores de elevación se obtuvieron utilizando elevaciones promedio para cada línea en la Ecuación (20.46). Los factores de cuadrícula para cada línea se determinaron luego multiplicando el factor de elevación por el factor de escala promedio. Finalmente, las distancias de cuadrícula se calcularon multiplicando cada distancia observada por su factor combinado correspondiente. Los resultados de estos cálculos se muestran en la Tabla 20.5.

20.8.2 Reducción de acimuts y ángulos en la cuadrícula.

Como se muestra en la Figura 20.10, todos los meridianos de la cuadrícula son paralelos, mientras que todos los meridianos geodésicos convergen en un único punto. La principal diferencia entre estas direcciones es el ángulo de convergencia y el cálculo del ángulo de convergencia para la cónica conforme de Lambert se demostró en los Ejemplos 20.1 y 20.2.

TABLA 20.5 DISTANCIAS DE CUADRÍCULA REDUCIDAS PARA LA FIGURA 20.9

Estación	Elevación (m)	Distancia (m)	Factor de elevación	*k*	*k* promedio	Factor combinado	Distancia de Cuadrícula (m)
Hayfield NE	380			0,99995874			
		3732,564	0,99995123		0,99995854	0,99990978	3732,2272
B	301			0,99995834			
		5175,575	0,99995814		0,99995895	0,99991709	5175,1459
C	292			0,99995956			
		4116,475	0,99995398		0,99996014	0,99991412	4116,1215
D	354			0,99996072			
		4994,073	0,99994629		0,99996068	0,99990698	4993,6084
21002	390			0,99996065			

El ángulo de convergencia (en segundos) para la proyección transversal de Mercator se calcula como

$$c_2 = \frac{1 + 3c + 2c^2}{3}$$

$$c_3 = \frac{2 - \tan^2\phi}{15} \qquad \textbf{(20.54)}$$

$$\gamma = A \tan \phi[1 + A^2(c_2 + c_3A^2)]$$

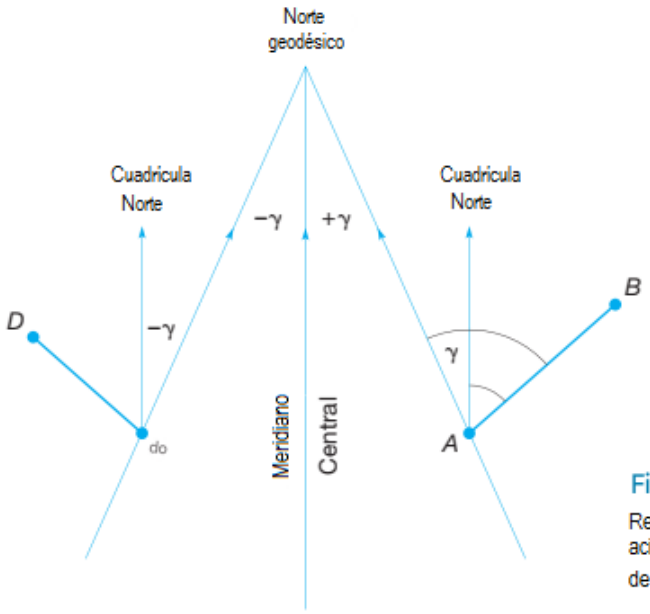


Figura 20.10
Relación entre los geodésicos acimut. acimut de cuadrícula y ángulo de convergencia γ.

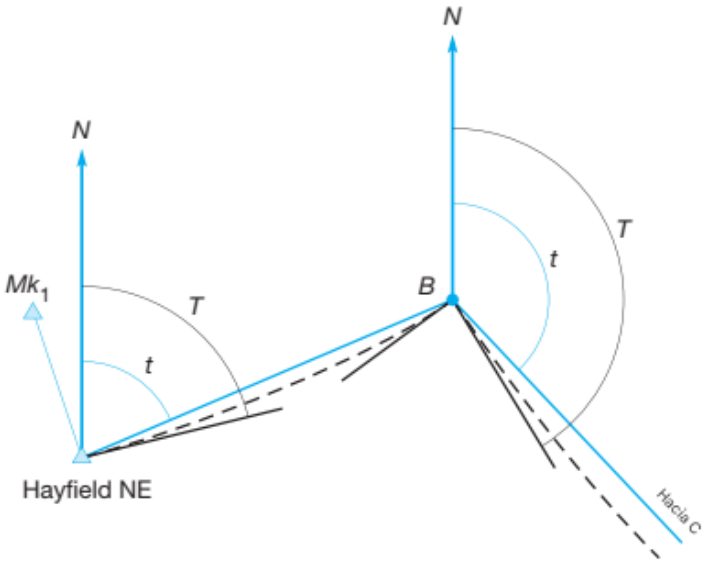


Figura 20.11
Parte de la figura 20.9 que muestra la corrección de arco a cuerda *(t - T)* en las estaciones Hayfield NE y B.

donde A y c se definieron previamente en este capítulo. Se puede calcular utilizando tablas como

$$\gamma'' = (\text{XII})p + (\text{XIII})p^3 = (\text{XIV})q - (\text{XV})q^3 \qquad \textbf{(20.55)}$$

Utilizando el valor de q determinado en el Ejemplo 20.4 y la Ecuación (20.55), el ángulo de convergencia en la estación Stone Harbor en Nueva Jersey es

$$\gamma'' = (26.192{,}4512)q - (353{,}9989482)q^3 = -610{,}2'' = -0°10'10{,}2''$$

donde (XIV) y (XV) se interpolaron de la Tabla 20.4. Otro factor que afecta la reducción de azimuts es la proyección del azimut geodésico sobre una superficie cartográfica desarrollable. Como se puede ver en la Figura 20.11, la proyección de azimuts geodésicos sobre una superficie plana da como resultado un arco entre las estaciones ocupadas y avistadas. Si el azimut de la cuadrícula es t y el azimut geodésico es T, la diferencia en estos valores se conoce como la corrección de arco a cuerda, también llamada corrección de segundo término, y se designa como δ. El signo de la corrección de arco a cuerda viene dado por la ubicación de la línea y el tipo de proyección cartográfica. Para la cónica conforme de Lambert, el arco geodésico proyectado siempre es cóncavo hacia el paralelo central de la zona. Para la transversa de Mercator, el arco geodésico proyectado siempre es cóncavo hacia el meridiano central de la zona. En las proyecciones cónicas conformes de Lambert, el valor de N_0 (el centro norte-sur de la zona) se puede determinar a partir de la constante de zona derivada $\sin \phi_0$, como

$$N_0 = R_b + N_b - R_0 \qquad (20.56)$$

donde R_b y N_b son constantes de zona, y R_0 se puede interpolar a partir de la tabla utilizando la latitud de ϕ_0. Generalmente, el valor numérico preciso de N_0 no es necesario para los cálculos porque la ubicación de la línea en relación con el centro norte-sur de la zona y la latitud ϕ_0 es todo lo que se necesita para determinar la concavidad del arco geodésico proyectado.

TABLA 20.6 EL SIGNO DE LA CORRECCIÓN δ

Proyección Cartográfica		Azimut de la línea desde el norte	
Lambert	Signo de $N - N_0$	0° a 180°	180° a 360°
	Positivo	+	−
	Negativo	−	+
Transversal de Mercator	Signo de $E - E_0$, ó E_3	270° a 90°	90° a 270°
	Positivo	−	+
	Negativo	+	−

Por ejemplo, en la zona norte de Pensilvania, el seno de 0 se da como 0,661539733812 (véase la Tabla 20.1), lo que da como resultado un paralelo central de aproximadamente 41°25'. Este valor es suficiente para determinar la concavidad del azimut geodésico proyectado. La Tabla 20.6 muestra el signo de δ'' con base en estos criterios.

La corrección de arco a cuerda depende de la posición de los puntos finales de la línea y del tipo de proyección cartográfica. Para una proyección cartográfica cónica conforme de Lambert, δ se da como

$$\delta_{12} = 0.5(\sin \phi_3 - \sin \phi_0)(\lambda_1 - \lambda_2) \qquad (20.57)$$

Donde (ϕ_1, λ_1) y (ϕ_2, λ_2) son las posiciones geodésicas de los puntos finales de la línea, utilizando valores positivos para las longitudes oeste, $\sin \phi_0$ es una constante de zona y $\phi_3 = (2\phi_1 + \phi_2)/3$. Para la proyección transversal de Mercator, δ se puede calcular a partir de las coordenadas norte y este de los puntos finales de la línea como

$$E' = E - E_0 \qquad (20.58a)$$

$$\Delta N = N_2 - N_1 \qquad (20.58b)$$

$$\eta_f^2 = e'^2 \cos^2 \phi_f \qquad (20.58c)$$

$$F = (1 - e^2 \sin^2 \phi_f)(1 + \eta_f^2)/(k_0 a)^2 \qquad (20.58d)$$

$$E_3 = 2E'_1 + E'_2 \qquad (20.58e)$$

$$\delta_{12} = -\frac{1}{6}\Delta N E_3 F\left(1 - \frac{1}{27}E_3^2 F\right) \qquad (20.58f)$$

Un valor aproximado para δ_{12} se puede calcular como: $-25.4\ \Delta N(E_3/3)10^{-10}$ segundos, donde los valores de las coordenadas están en metros. Combinando las dos correcciones mencionadas anteriormente al acimut de cuadrícula t, el acimut geodésico T se puede calcular como

$$T = t + \gamma - \delta \qquad (20.59)$$

En el Ejemplo 20.8, se calcula la corrección de área a cuerda para las líneas de la Figura 20.9 para demostrar el procedimiento. La corrección de arco a cuerda generalmente se ignora para líneas cortas ya que típicamente está por debajo del error de la observación de ángulo o azimut. El NGS ha recomendado que esta corrección solo se aplique para líneas de más de 8 km. Sin embargo, cada topógrafo debe determinar la corrección máxima de arco a cuerda aceptable para su levantamiento.

■ Ejemplo 20.8

Evalúe la corrección de arco a cuerda para las líneas de la Figura 20.9.

Solución

Utilizando los ángulos observados y los procedimientos computacionales como se demuestra en el Capítulo 10, se calcularon coordenadas aproximadas para cada estación. A partir de estos valores de coordenadas aproximados, las magnitudes de las correcciones del segundo término se calcularon utilizando la Ecuación (20.58). Nótese que como se puede mostrar en la Tabla 20.6, el signo de todas las correcciones es negativo ya que $N - N_0$ es negativo para todas las líneas en este ejemplo. Los resultados de estos cálculos se muestran en la Tabla 20.7. Los valores de la Tabla 20.7 se utilizan para corregir las direcciones geodésicas entre las estaciones. Dado que la Figura 20.9 tiene dos acimuts de cuadrícula, estos acimuts no necesitan correcciones. Sin embargo, cuando las líneas tienen más de 8 km ó 5 mi de longitud, o se desea una reducción rigurosa, los ángulos observados deben corregirse. La corrección de arco a cuerda para los ángulos observados se puede encontrar tomando la diferencia entre los acimuts hacia adelante y hacia atrás. Las correcciones para los acimuts de referencia atrás tienen la misma magnitud, pero signos opuestos, que las correcciones de referencia anterior calculadas en la Tabla 20.7. Por ejemplo, la corrección para el acimut de la estación C a la B es de 1,42". Dado que las distancias de visibilidad a ambas marcas de acimut eran cortas, se asumió que las correcciones eran cero. La reducción de los ángulos observados se muestra en la Tabla 20.8.

TABLA 20.7 CÁLCULO DE LA CORRECCIÓN DE ARCO A CUERDA PARA LA FIGURA 20.9

Estación	Norte aproximado	Este aproximado	Aprox. ϕ	Aprox. λ	ϕ_3	δ
Hayfield NE	127.939,400	745.212,637	41°18'20,2541"	76°00'57,0024"		
					41°18'35,2908"	-0,10"
B	129.400,865	748.646,890	41°19'05,3642"	75°58'28,1096"		
					41°18'24,1269"	-0,11"
C	125.657,841	752.220,832	41°17'01,6524"	75°55'57,8495"		
					41°16'30,5490"	-0,12"
D	122.842,331	755.223,511	41°15'28,3421"	75°53'51,4269"		
					41°15'30,2932"	-0,22"
21002	123.131,289	760.208,805	41°15'34,1953"	75°50'17,0477"		

TABLA 20.8 CORRECCIÓN DE ARCO A CUERDA PARA LOS ÁNGULOS DE LA FIGURA 20.9

Estación	Ángulo de observación	Vista atrás δ	Vista adelante δ	**Total** δ	Ángulo de corrección
Hayfield NE	84°58'58"	0,00"	-0,10"	-0,10"	84°58'57,9"
B	249°22'17"	0,10"	-0,11"	-0,21"	249°22'16,8"
C	176°50'04"	0,11"	-0,12"	-0,23"	176°50'03,8"
D	133°31'46"	0,12"	-0,22"	-0,34"	133°31'45,7"
21002	101°53'19"	0,22"	0,00"	-0,22"	101°53'18,8"

Como se puede ver en la Tabla 20.8, las correcciones son pequeñas. A menudo, la corrección de arco a cuerda se ignora para poligonaciones que involucran líneas menores a 8 km y para levantamientos de orden inferior. Sin embargo, la reducción de las distancias observadas a la cuadrícula de mapeo es generalmente significativa para la mayoría de los levantamientos de poligonaciones. Si no se tienen en cuenta estas correcciones, se producirán cierres incorrectos y ajustes y valores de coordenadas incorrectos posteriores. Cuando estas correcciones se realizan correctamente, los ajustes resultantes producirán resultados similares a los obtenidos con los cálculos geodésicos. Si se necesitan distancias terrestres ajustadas después de un ajuste, se puede utilizar una forma reordenada de la Ecuación (20.10) para determinar sus valores.

■ 20.9 CÁLCULO DE LAS COORDENADAS DEL PLANO ESTATAL DE LAS ESTACIONES DE POLIGONIZACIÓN

La determinación de las coordenadas del plano de estado de las nuevas estaciones de poligonación es un problema que los topógrafos locales resuelven de forma rutinaria. Normalmente sólo se requiere que las poligonaciones (o levantamientos de triangulación o trilateración) comiencen y terminen en estaciones existentes que tengan coordenadas del plano estatal conocidas, y a partir de las cuales se hayan establecido azimuts de cuadrícula conocidos. Generalmente estos datos están disponibles para uso inmediato, pero si no, pueden calcularse como se indica en las Secciones (20.6) y (20.7) cuando se conocen la latitud geodésica y la longitud geodésica. Las coordenadas del plano estatal y los azimuts de cuadrícula a una marca de azimut cercana son publicados por el NGS para la mayoría de las estaciones en la red horizontal nacional. En la mayoría de las áreas, existen muchas otras estaciones establecidas por topógrafos locales que también tienen coordenadas del plano estatal y azimuts de cuadrícula de referencia. Es importante notar que si un levantamiento comienza con un azimut de cuadrícula dado y se une a otro, las direcciones de todas las líneas intermedias son automáticamente azimuts de cuadrícula. Por lo tanto, las correcciones para la convergencia de meridianos no son necesarias cuando el sistema de coordenadas del plano estatal se usa en todo el levantamiento. Sin embargo, como se demuestra en la Sección 20.8.2, la corrección de arco a cuerda debe considerarse y aplicarse a los ángulos observados cuando corresponda. Suponiendo que se disponga de estaciones de inicio que cumplan las condiciones descritas anteriormente, no existe ninguna diferencia entre realizar cálculos de poligonaciones en coordenadas del plano estatal y los procedimientos descritos para levantamientos de planos en el Capítulo 10.

TABLA 20.9 DISTANCIAS HORIZONTALES REDUCIDAS, ÁNGULOS A LA DERECHA, DESCENSO DE ÁNGULOS Y AZIMUTS AJUSTADOS PARA EL EJEMPLO 20.9

Estación	Distancia horizontal reducida (m)	Ángulo corregido a la derecha	Acimut preliminar	Acimut ajustado
$AZ\ Mk_1$				
			161 °58'03,0" (fijo)	161 °58'03,0" (fijo)
HAYFIELD NE		84°58'57,9"		
	3732,227		66°57'00,9"	66°56'59,1"
B		249°22'16,8"		
	5175,146		136°19'17,7"	136°19'14,1"
C		176°50'03,8"		
	4116,122		133°09'21,5"	133°09'16,1"
D		133°31'45,7"		
	4993,608		86°41'07,2"	86°41 '00,0"
21002		101°53'18,8"		
			8°34'26,0"	8°34'17,0" (fijo)
$AZ\ Mk_2$				

Cierre angular = 8°34′26,0" − 8°34′17″ = +9"
Corrección por ángulo = -9,0"/5 = -1,8"

Para ilustrar el procedimiento de cálculo de una poligonación en el SPCS83, se resuelve el siguiente ejemplo paso a paso.

■ Ejemplo 20.9

La poligonación ilustrada en la Figura 20.9 se origina en la estación Hayfield NE y cierra en la estación 21002, ambas en la zona norte de Pensilvania. La reducción tanto de las distancias como de los ángulos a la cuadrícula del SPCS83 se demostró en la Sección 20.8. Utilizando estos valores, calcule y ajuste la poligonación, y determine las coordenadas del plano estatal de todas las estaciones de la poligonación.

Solución 1.

El azimut calculado de la estación de línea 21002 a Az Mk_2 se compara con su valor de control fijo. La diferencia (+9,0") representa el descierre angular de la poligonación. Este descierre se divide por el número de ángulos (cinco) para obtener la corrección por ángulo (—1,8"). [Este cálculo se muestra en la parte inferior de la Tabla 20.9.] Cabe destacar que si se hubieran utilizado los ángulos observados en los cálculos, el error de cierre angular habría sido +10" ó 1" mayor de lo apropiado. También tenga en cuenta que para líneas tan cortas las correcciones de arco a cuerda son mínimas y podrían haberse evitado fácilmente sin afectar apreciablemente la solución final.

2. Los cálculos de la poligonación se realizan utilizando los mismos pasos que se describen en el Capítulo 10. El procedimiento, que se muestra en la Figura 20.12, incluye (a) calcular las salidas y latitudes [columnas (1) y (2)], (b) ajustar los inicios y latitudes [columnas (3) y (4)], y (c) determinar las coordenadas de la estación [columnas (5) y (6)]. El ajuste de los inicios y latitudes en este ejemplo se ha realizado mediante la regla de la brújula, pero se podría utilizar cualquier método, incluidos los mínimos cuadrados. En el ajuste, se calcularon las diferencias en los ejes este (X) y norte (Y) entre los puntos de control y se compararon con sus valores fijos para obtener los errores de cierre en el inicio (+0,164 m) y la latitud (+0,284 m). Se realizó un ajuste para corregir estas diferencias calculadas a los totales requeridos. La precisión relativa de la poligonación fue de 1:55.000. Si se hubieran utilizado las observaciones originales de distancia y ángulo en los cálculos en lugar de sus equivalentes reducidos, la precisión relativa de la poligonación habría sido de tan solo 1:10.000. Esto demuestra la importancia de realizar las reducciones observacionales adecuadas antes de intentar un ajuste.

Rumbo	Longitud	Acimut	Desequilibrado inicio	latitud
A-B	3.732,227	66°56'59.1"	3434,2528	1461,3098
B-C	5175,146	136°19'14.1"	3574,0730	-3742,7447
C-D	4116,122	133°09'16.1"	3002,7618	-2815,2943
D-E	4993,608	86°41'00,0"	4985,2439	288,9023
Suma =	18017,103		14996,3515	-4807,8269

Error de cierre de salida = 14996,3315 - 14996,1680 = 0,1635
Error de cierre de latitud = -4807,8269 - -4808,1110 = 0,2841

Equilibrado Salida	Lat	Punto	Coordenadas X	Y
3434,2189	1461,2509	A	745,212.637	127939,400
3574,0261	-3742,8264	B	748646,856	129400,651
3002,7245	-2815,3592	C	752220,882	125657,825
4985,1986	288,8236	D	755223,606	122842,465
		E	760208,805	123131,289

Error de cierre lineal =0,3278
Precisión relativa= 1 en 55.000

Figura 20.12

Extracto modificado del ajuste de la regla del compás realizado con WOLFPACK

En resumen, los siguientes pasos son necesarios para realizar cálculos de poligonales en coordenadas del plano de estado:

1. Obtener un acimut inicial y uno de cierre y, si es necesario, reducirlos a acimuts de cuadrícula.

2. Analizar el factor de escala para el proyecto. Una media de los factores de escala publicados puede ser adecuada para el proyecto. Esto se puede hacer analizando el número de cifras significativas en la longitud medida más larga frente al número de dígitos comunes en los factores de escala. Para evitar errores de redondeo, debe haber un dígito común más en los factores de escala que en la distancia observada más larga.

3. Analice el factor de elevación del proyecto. Un factor medio puede ser adecuado en terrenos con poco relieve. Nuevamente, el factor de elevación para las elevaciones de estación más alta y más baja del proyecto debe tener un dígito común más que el número de cifras significativas en la longitud observada más larga para evitar errores de redondeo.

4. Si se puede utilizar un factor de escala y un factor de elevación del proyecto, calcule un factor combinado para el proyecto.

5. Reduzca todas las distancias horizontales a sus equivalentes en la cuadrícula.

Para líneas de menos de 8 km y levantamientos de orden inferior, generalmente se omiten los pasos 6 a 8.

6. Utilizando azimuts preliminares derivados de ángulos y distancias de cuadrícula sin reducir, calcule las coordenadas aproximadas.

7. Analice la magnitud de la corrección de arco a cuerda para cada línea utilizando las coordenadas aproximadas.

8. Aplique las correcciones de arco a cuerda a los ángulos observados.

9. Calcule y ajuste la poligonación.

10. Calcule las coordenadas finales ajustadas del SPCS83 para las nuevas estaciones. Si se requieren distancias terrestres ajustadas, aplique el inverso del factor combinado a cada línea.

Los procedimientos para calcular poligonaciones en el SPCS27 siguen los mismos pasos.

■ 20.10 LEVANTAMIENTOS QUE SE EXTENDEN DE UNA ZONA A OTRA

Los levantamientos en áreas fronterizas a menudo cruzan hacia diferentes zonas o incluso hacia estados colindantes. Sin embargo, esto no representa un problema, porque las zonas adyacentes se superponen en distancias apreciables, como se muestra en las Figuras 20.3 y 20.4. El procedimiento general para extender levantamientos de una zona a otra requiere que el levantamiento proceda desde la primera zona hacia el área de superposición con la segunda. Luego, se calculan las latitudes y longitudes geodésicas para dos estaciones intervisibles usando sus coordenadas de cuadrícula en la primera zona. (Recuerde que esta conversión se llama el problema inverso). Usando las posiciones geodésicas de los dos puntos, se calculan entonces sus coordenadas del plano de estado en la nueva zona. (Este es el problema directo). Finalmente, el azimut de cuadrícula para la línea en la nueva zona se puede obtener a partir de las nuevas coordenadas de los dos puntos. Supongamos, por ejemplo, que un levantamiento topográfico calculado en SPCS83 se origina en el sur de Wisconsin, que utiliza la proyección cónica conforme de Lambert, y se extiende hacia la zona oeste del norte de Illinois, que utiliza la cuadrícula transversal de Mercator. Con las coordenadas SPCS83 de la zona sur de Wisconsin de dos puntos intervisibles en el área de superposición de ambas zonas conocidas, se resuelven las ecuaciones (20.3) para las latitudes y longitudes geodésicas de los puntos.

Con las latitudes y longitudes geodésicas de los dos puntos conocidos. Las ecuaciones (20.4) se resuelven utilizando constantes para la zona apropiada de Illinois ingresada para obtener sus coordenadas E y N en esa zona. A partir de estas coordenadas, el azimut de la cuadrícula de la línea que une los puntos intervisibles se puede calcular utilizando la ecuación (11.5) y el estudio puede continuar en Illinois. Si no se requieren valores de coordenadas inmediatos en la nueva zona, todo el estudio se puede calcular en una zona. El problema inverso se puede utilizar entonces para calcular los valores de las coordenadas geodésicas de los puntos seguidos del problema directo para calcular las coordenadas de la cuadrícula en la segunda zona. Por ejemplo, el estudio en el párrafo anterior podría calcularse completamente en la zona sur de Wisconsin. Después de esto, el problema inverso se puede utilizar para calcular las coordenadas geodésicas para las estaciones en el norte de Illinois. Estas coordenadas geodésicas se pueden utilizar entonces para determinar sus coordenadas de cuadrícula equivalentes en la zona occidental de Illinois. Sin embargo, para hacer esto, los valores de coordenadas de la(s) estación(es) de control en Illinois necesitarían ser convertidos a sus equivalentes geodésicos y de la zona sur de Wisconsin. Además, el azimut de control en la zona de Illinois necesitaría ser convertido a su equivalente geodésico y luego a su valor de cuadrícula de la zona sur de Wisconsin. Eso es todo el control utilizado en el levantamiento debe ser convertido a valores comunes de zona única. Debe recordarse que los límites de la zona no marcan el final de la proyección del mapa, sino simplemente las extensiones de la zona donde se mantienen las precisiones de 1:10000 entre las longitudes de la cuadrícula y elipsoidales. Si se realizan las reducciones adecuadas como se presenta en la Sección 20.8 a las distancias observadas, el uso de una sola zona para fines computacionales puede extenderse bien a las zonas vecinas sin pérdida de precisión en el levantamiento. Por ejemplo, las zonas en Pensilvania pueden usarse para realizar cálculos de poligonaciones en los vecinos Nueva Jersey, Ohio, Maryland, Nueva York, etc. Una vez determinadas las coordenadas de la cuadrícula de Pensilvania para los puntos, se pueden determinar sus equivalentes geodésicos mediante cálculos inversos y convertirlos a la zona estatal correspondiente mediante cálculos directos. La extensión de los levantamientos de una zona a otra en SPCS27 sigue el mismo procedimiento. La solución de los problemas directos e inversos necesarios en este procedimiento se realiza de forma más sencilla mediante los programas informáticos descritos anteriormente.

■ 20.1 1 CONVERSIONES ENTRE SPCS27 Y SPCS83

Muchas estaciones cuyas coordenadas se conocen en SPCS27 no se incluyeron en el ajuste de NAD83 y, por lo tanto, carecen de coordenadas SPCS83. Las coordenadas en SPCS83 se pueden determinar para estas estaciones de diferentes maneras, según las condiciones y el nivel de precisión requerido en el proceso de conversión. El procedimiento más preciso consiste en reajustar los datos originales del levantamiento a los puntos de control cuyas posiciones se incluyeron en el ajuste general de NAD83 y, por lo tanto, se conocen en SPCS83. Este proceso sólo es posible si el levantamiento original estaba vinculado a uno o más de estos puntos de control. Si dichos puntos no existen, se pueden establecer utilizando receptores GNSS o poligonaciones, como se describió anteriormente en este capítulo. Un segundo método implica conocer los valores de las coordenadas de las estaciones tanto en NAD27 como en NAD83. Estas estaciones deben incluir otras estaciones que se vayan a convertir. Como se analiza en la Sección

11.8, se puede utilizar una transformación de coordenadas conforme bidimensional para transformar todas las coordenadas conocidas en NAD27 en NAD83.

Otro método, que produce un nivel intermedio de precisión, calcula los cambios esperados para todos los puntos en un área grande basándose en los cambios conocidos para una red seleccionada de puntos en la región. Los cambios de los puntos seleccionados, que deberían estar distribuidos uniformemente en toda el área, se obtienen calculando las diferencias entre sus coordenadas SPCS27 y SPCS83. Luego, se utilizan funciones matemáticas (polinomios) para predecir los cambios de todos los demás puntos en el área basándose en el patrón de cambios para los puntos conocidos. Este procedimiento proporciona una precisión razonablemente buena, adecuada para muchas necesidades. El NGS tiene dos paquetes de software disponibles en su sitio web 2 que realizarán este tipo de conversión: el paquete de software NADCON, que fue desarrollado por el NGS; y CORPSCON, que es una versión mejorada de NADCON del Cuerpo de Ingenieros de los EE. UU. Un procedimiento final de conversión de orden inferior utiliza la interpolación lineal de los cambios en las coordenadas E y N entre los puntos de cambio conocido, o un cambio promedio para un área determinada. Produce resultados adecuados para ciertos propósitos; por ejemplo, corregir cuadrículas de coordenadas de mapas de pequeña escala y cartas náuticas.

■ 20.12 LA PROYECCIÓN UNIVERSAL TRANSVERSAL DE MERCATOR

El sistema Universal Transversal de Mercator (UTM) es otra proyección cartográfica importante que tiene uso mundial. Originalmente desarrollado por el Departamento de Defensa principalmente para uso de artillería, proporciona cobertura mundial desde 80°S de latitud hasta 80°N de latitud. Cada zona tiene un ancho longitudinal de 6°; por lo tanto, se requieren 60 zonas para rodear el globo. El sistema UTM es una proyección cartográfica Transversal de Mercator y, por lo tanto, utiliza las ecuaciones presentadas en este capítulo. Recientemente ha adquirido mayor importancia para los topógrafos, ya que ahora se incluyen coordenadas UTM en unidades métricas junto con coordenadas geodésicas y de plano estatal para todas las descripciones de estaciones NAD83 publicadas. Las cuadrículas UTM también se incluyen en todos los mapas del programa cartográfico nacional, y las coordenadas UTM se utilizan con mayor frecuencia para referenciar las posiciones de los datos ingresados en los Sistemas de Información Geográfica y Terrestre. Las zonas UTM están numeradas del este del 1 al 60, comenzando en la longitud 180°O. Estados Unidos está cubierto desde la zona 10 (costa oeste) hasta la zona 20 (costa este). Al meridiano central de cada zona se le asigna un falso este E_0 de 500.000 m. Se aplica un falso norte N_b de cero para el hemisferio norte de cada zona, y se asignan 10.000.000 m para el hemisferio sur para evitar coordenadas Y negativas. Para especificar la posición de cualquier punto en el sistema UTM, se debe proporcionar el número de zona, así como su norte y este. En el sistema UTM, cada zona se superpone a las adyacentes en 0°30'. Debido a que los anchos de zona de 6° son considerablemente mayores que los utilizados en los sistemas de planos estatales, se obtienen precisiones menores y se aplica 1 parte en 2500 (k_0 = 0,9996) en el centro y los bordes de las zonas. Las ecuaciones para calcular las coordenadas X e Y en el sistema UTM son las mismas que las de la proyección transversal de Mercator.

2 Tanto NADCON como CORPSCON están disponibles para descargar en el sitio web de NGS http://www.ngs.noaa.gov/PC_PROD/pc_prod.shtml

Al igual que con los sistemas de planos de estado disponen de tablas con fórmulas y constantes. Además, al igual que con el sistema de coordenadas del plano estatal, se debe especificar el datum de referencia. Dado que las coordenadas UTM están disponibles para todos los puntos dentro del NAD83, se pueden realizar fácilmente cálculos entre puntos muy espaciados. Esto resulta práctico y totalmente coherente con las capacidades actuales para realizar levantamientos de alcance global con nuevos dispositivos, como los receptores GNSS. La proyección cartográfica Universal Transversal de Mercator, con un gráfico que muestra los límites de las zonas, se incluye en la hoja de cálculo de Excel® map_projections.xls, disponible en el sitio web complementario de este libro.

■ 20.13 OTRAS PROYECCIONES DE MAPAS

Las proyecciones cartográficas cónica conforme de Lambert y transversa de Mercator están diseñadas para cubrir áreas extensas en direcciones este-oeste y norte-sur, respectivamente. Sin embargo, estos sistemas no cubren convenientemente áreas circulares o largas franjas de la Tierra que estén sesgadas a los meridianos. Otros dos sistemas, la proyección estereográfica oblicua y la proyección oblicua de Mercator, satisfacen estos problemas 3.

3 La proyección oblicua de Mercator también se denomina proyección ortomórfica sesgada de Hotine y debe su nombre al geodesista inglés Martin Hotine.

20.13.1 Proyección cartográfica estereográfica oblicua

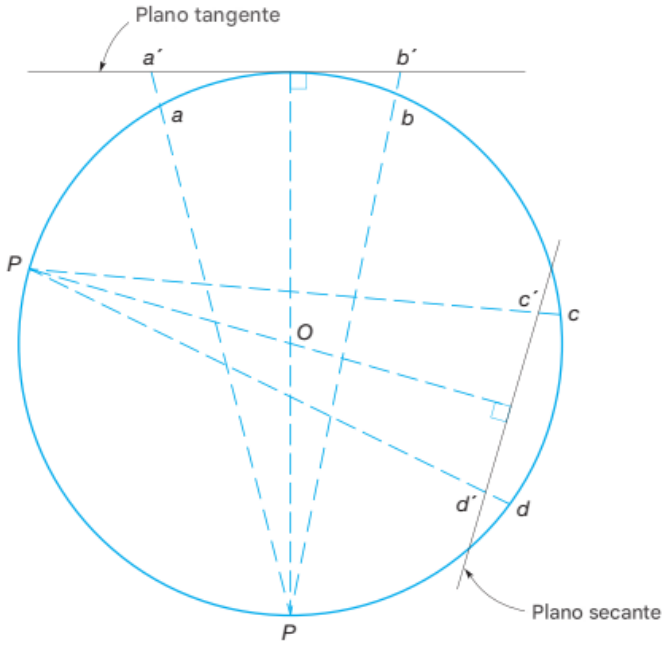


Figura 20.13
Proyecciones cartográficas estereográficas del horizonte del plano tangente y del plano secante

La proyección estereográfica oblicua se puede dividir en dos clases: plano tangente y plano secante. En cualquier caso, como se ilustra en la Figura 20.13, la proyección del punto P (el origen) está en el elipsoide donde una línea perpendicular al plano del mapa y que pasa por el punto central O interseca el elipsoide. En el sistema del plano tangente, los puntos elipsoidales a y b se proyectan hacia afuera a a' y b' respectivamente, en el plano del mapa. Para el sistema del plano secante, los puntos elipsoidales c y d se proyectan hacia adentro a c' y d' en el plano del mapa. (Si estuvieran fuera de los puntos secantes, la proyección sería hacia afuera). La proyección de mapa estereográfica oblicua es conforme y, por lo tanto, conserva las formas de los objetos. Las proyecciones estereográficas oblicuas no se emplean típicamente en los Estados Unidos, pero se usan en Canadá y otras partes del mundo. Como se discutió en la Sección 19.6.6, estas proyecciones también se usan para convertir coordenadas geodésicas determinadas por levantamientos GNSS en coordenadas de proyección de mapa para usar en el proceso de localización. Si el punto P es el Polo Norte o el Polo Sur, la proyección se denomina estereográfica polar; si está en el ecuador, estereográfica ecuatorial. Los parámetros que definen esta proyección son la latitud y la longitud del origen de la cuadrícula (φ_0, λ_0) y el factor de escala en el origen de la cuadrícula k_0. Utiliza funciones comunes

$$\chi(\varphi) = 2\tan^{-1}\left[\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)\left(\frac{1-e\sin\varphi}{1+e\sin\varphi}\right)^{e/2}\right]-\frac{\pi}{2} \qquad (20.60)$$

$$M(\varphi) = \frac{\cos\varphi}{\sqrt{1-e^2\sin^2\varphi}} \qquad (20.61)$$

donde e es la excentricidad del elipsoide, definida por la ecuación (19.2a) o (19.2b). Utilizando la ecuación (20.6), las constantes de zona para la proyección son

$$\chi_0 = \chi(\varphi_0) \qquad (20.62)$$

$$m_0 = M(\chi_0) \qquad (20.63)$$

Utilizando la latitud φ y la longitud λ del punto, y el semieje mayor a para el elipsoide, las ecuaciones para el problema directo son

$$\chi = \chi(\varphi) \qquad (20.64)$$

$$m = M(\varphi) \qquad (20.65)$$

$$A = \frac{2ak_0m_0}{\cos\chi_0[1 + \sin\chi_0\sin\chi + \cos\chi_0\cos\chi\cos(\lambda - \lambda_0)]} \qquad (20.66)$$

$$E = A\cos\chi\sin(\lambda - \lambda_0) \qquad (20.67)$$

$$N = A[\cos\chi_0\sin\chi - \sin\chi_0\cos\chi\cos(\lambda - \lambda_0)] \qquad (20.68)$$

$$k = \frac{A\cos\chi}{am} \qquad (20.69)$$

■ Ejemplo 20.10

Las siguientes coordenadas geodésicas se observan mediante métodos GNSS. ¿Cuáles son las coordenadas de la proyección cartográfica estereográfica oblicua para la Estación A, utilizando un origen de cuadrícula de (41°18' 15"N, 76°00'00" O) y k_0 = 1? (Utilice parámetros elipsoidales WGS84).

Estación	Latitud	Longitud	Altura (m)
A	41°18'09,88223"N	75°59'58,05637"O	282,476
B	41°18'21,11176"N	76°00'37,35445"O	296,571
C	41°18'19,33293"N	75°59'40,39279"O	313,814
D	41°18'09,67030"O	75°59'44,19645"O	304,205

Solución

Las constantes de zona son

Por la ecuación (20.62):

$$\chi_0 = 2\tan^{-1}\left[\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{41°18'15''}{2}\right)\left(\frac{1 - e\sin 41°18'15''}{1 + e\sin 41°18'15''}\right)^{e/2}\right] - \frac{\pi}{2} = 41°06'48{,}66298''$$

Por la ecuación (20.63):

$$m_0 = \frac{\cos 41°18'15''}{\sqrt{1 - e^2\sin^2 41°18'15''}} = 0{,}752314$$

Por la ecuación (20.64):

$$\chi = 2\tan^{-1}\left[\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{41°18'09{,}88223''}{2}\right)\left(\frac{1 - e\sin 41°18'09{,}88223''}{1 + e\sin 41°18'09{,}88223''}\right)^{e/2}\right]$$
$$= 41°06'43{,}54972''$$

Por la ecuación (20.65):

$$m = \frac{\cos 41°18'09{,}88223''}{\sqrt{1 - e^2\sin^2 41°18'09{,}88223''}} = 0{,}752330$$

Por la ecuación (20.66):

$$A = \frac{2(6378137)(1)(0{,}752314)}{\cos\chi_0[1 + \sin\chi_0\sin\chi + \cos\chi_0\cos\chi\cos(-75°59'58{,}05637'' + 76°)]}$$
$$= 6.368.873{,}344\text{ m}$$

Por la ecuación (20.67):

$$E = A\cos 41°06'43{,}54972''\sin(-75°59'58{,}05637'' + 76°) = 45{,}218\text{ m}$$

Por la ecuación (20.68):

$$N = A[\cos\chi_0\sin\chi - \sin\chi_0\cos\chi\cos(-75°59'58{,}05637'' + 76°)] = -157{,}869\text{ m}$$

Por la ecuación (20.69):

$$k = \frac{6.368.873{,}344\cos 41°06'43{,}54972''}{6.378.137(0{,}752330)} = 1{,}00000$$

Nótese en el ejemplo que el problema directo no se definió con falsos valores Este o Norte, por lo que una de las coordenadas resultantes tiene un valor negativo. Para la localización, como se explica en la Sección 19.6.6, esto no supone un problema, ya que el usuario nunca visualiza las coordenadas. Sin embargo, se podrían añadir falsos valores Este y Norte a las Ecuaciones (20.67) y (20.68) para obtener valores positivos de coordenadas en una región limitada. El problema inverso convierte las coordenadas de la proyección cartográfica (N, E) a latitud y longitud geodésicas. Las ecuaciones utilizadas en el problema inverso para la proyección cartográfica estereográfica oblicua son

$$\rho = \sqrt{E^2 + N^2} \qquad (20.70)$$

$$c = 2\tan^{-1}\left(\frac{\rho\cos\chi_0}{2ak_0m_0}\right) \qquad (20.71)$$

$$\chi = \sin^{-1}\left(\cos c\sin\chi_0 + \frac{N\sin c\cos\chi_0}{\rho}\right) \qquad (20.72)$$

$$\lambda = \lambda_0 + \tan^{-1}\left(\frac{E\sin c}{\rho\cos\chi_0\cos c - N\sin\chi_0\sin c}\right) \qquad (20.73)$$

$$\phi = 2\tan^{-1}\left[\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\chi}{2}\right)\left(\frac{1 + e\sin\varphi}{1 - e\sin\varphi}\right)^{e/2}\right] - \frac{\pi}{2} \qquad (20.74)$$

Utilizando $\varphi = \chi$ en la primera iteración, se itera la ecuación (20.74) hasta que el cambio en φ se vuelve insignificante. El factor de escala se calcula utilizando la ecuación (20.69). Los cálculos para la proyección cartográfica estereográfica oblicua se muestran en la hoja de cálculo de Mathcad® oblique.xmcd, disponible en el sitio web complementario de este libro.

20.13.2 Proyección cartográfica oblicua de Mercator

La proyección oblicua de Mercator está diseñada para áreas cuya extensión principal corre oblicuamente a un meridiano, como de noroeste a sureste. La proyección es con-formal y se desarrolla proyectando puntos desde el elipsoide a un cilindro imaginario que está orientado con su eje sesgado al ecuador. Se utiliza como la proyección de coordenadas del plano estatal para la parte sureste de Alaska. Los cálculos para las proyecciones cartográficas mencionadas anteriormente se muestran en la hoja de cálculo de Excel® y la hoja de trabajo de Mathcad® en el sitio web complementario de este libro. También en el sitio web complementario hay una hoja de cálculo de Excel®, map_projections.xls, que contiene todas las proyecciones cartográficas presentadas en este capítulo.

■ 20.14 SOFTWARE DE PROYECCIÓN DE MAPAS

Los cálculos presentados en este capítulo son a menudo difíciles de realizar correctamente usando una calculadora debido a su longitud y la magnitud de los valores involucrados. Por lo tanto, se han desarrollado programas que permiten a los usuarios realizar estos cálculos de manera fácil y conveniente. En el sitio web complementario de este libro hay tres paquetes de software de este tipo. Como se mencionó anteriormente, WOLFPACK tiene la capacidad de realizar cálculos directos e inversos para cualquier zona del sistema de coordenadas del plano estatal de 1983, zona transversal universal de Mercator o una proyección de mapa estereográfico oblicua especificada por el usuario. El software acepta valores de coordenadas ingresados manualmente o puede leer un archivo de coordenadas. La Figura 20.14 muestra el formato para un archivo de coordenadas geodésicas como se presenta en la Tabla 20.7 en la mitad superior de la ventana. Después de realizar el problema directo en la zona norte de Pensilvania, una parte del archivo de salida resultante se muestra en la mitad inferior de la pantalla. Se ofrece una explicación completa del archivo de entrada en el archivo de ayuda que acompaña al software. WOLFPACK también puede realizar reducciones en las observaciones de distancia y azimut. Es decir, puede escalar una distancia horizontal observada a su equivalente en la cuadrícula y reducir un azimut geodésico a su valor de cuadrícula equivalente. Estas opciones, que se muestran en la Figura 20.15, se encuentran en el submenú de proyecciones cartográficas del menú de programas. También en el sitio web complementario http://www.pearsonhighered.com/ghilani se encuentra la hoja de cálculo de Excel®, map_j)rojections.xls. Esta hoja de cálculo demuestra los cálculos discutidos en este capítulo.

Nota del traductor: *Fijarse que las unidades que se muestran en el cuadro de abajo se encuentran en unidades inglesas.*

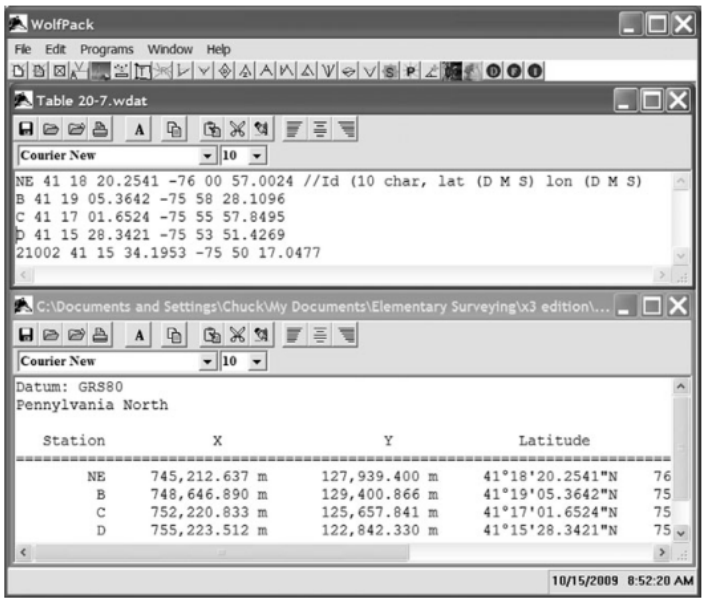


Figura 20.14
WOLFPACK con archivo para cálculos directos de problemas en la zona norte de Pensilvania que se muestra en la mitad superior de la pantalla y el archivo calculado resultante se muestra en la mitad inferior.

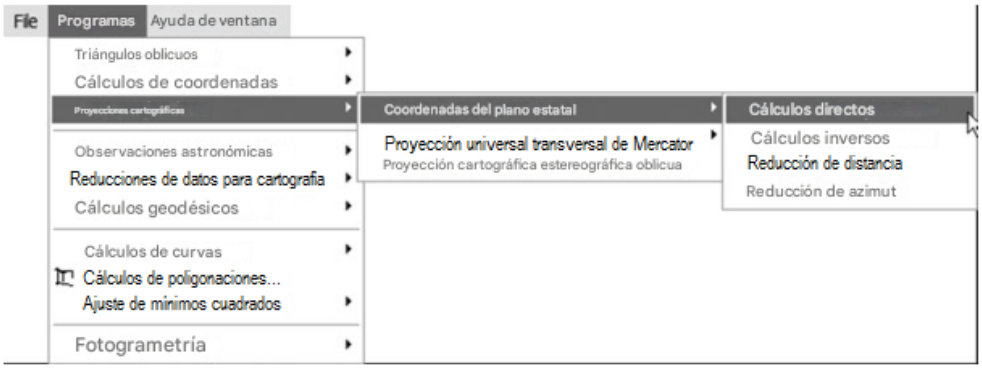


Figura 20.15 Elementos del menú WOLFPACK para los cálculos de proyección cartográfica

Para aquellos interesados en programar estos cálculos usando un lenguaje de alto nivel, hay varias hojas de trabajo de Mathcad® en el sitio web complementario que se pueden explorar. El archivo Lambert.xmcd demuestra los cálculos directos e inversos usando la proyección cartográfica cónica conforme de Lambert. El archivo TM.xmcd contiene los cálculos directos e inversos para la proyección cartográfica transversal de Mercator y el archivo oblique.xmcd contiene los cálculos directos e inversos para la proyección cartográfica oblicua de Mercator usada en Alaska. Finalmente, el archivo ostereo.xmcd contiene la programación para los cálculos directos e inversos usando una proyección cartográfica estereográfica oblicua. Para aquellos que deseen comparar sus cálculos intermedios usando tablas con valores derivados del software, los archivos PA_Table.xmcd y NJ_Table.xmcd proporcionan esta característica. Finalmente, el archivo GridObs.xmcd demuestra la reducción de observaciones como se presenta en este capítulo. Estas características adicionales se proporcionan como ayudas de aprendizaje para que el usuario pueda comprobar sus valores al explorar los problemas de ejemplo presentados en este capítulo.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas cuyas respuestas parciales se encuentran en el Apéndice G.

20.1 Nombre tres superficies desarrollables que se utilizan en proyecciones cartográficas.

20.2 Nombre las dos proyecciones básicas utilizadas en los sistemas de coordenadas del plano estatal. ¿Cuáles son sus diferencias fundamentales? ¿Cuál es la preferida para los estados cuyas dimensiones longitudinales son norte-sur? ¿Y este-oeste?

20.3 ¿Qué significa una proyección conforme?

20.4 ¿Cómo se reduce una distancia geodésica a la superficie de proyección cartográfica en las proyecciones cartográficas del sistema de coordenadas del plano estatal?

20.5 ¿Qué correcciones deben realizarse a las distancias de pendiente medidas antes de calcular las coordenadas del plano estatal?

20.6 ¿Cuál es la principal diferencia entre los acimuts de cuadrícula y geodésicos?

20.7 Desarrolle una tabla de factores de elevación SPCS83 para alturas geodésicas que oscilen entre 0 y 3000 pies. Utilice incrementos de 500 pies y un radio promedio para la Tierra de 6.371.000 m.

20.8 Similar al problema 20.7, excepto que las alturas geodésicas de 0 a 1200 m se utilizan en incrementos de 100 m.

20.9 Explique cómo se pueden extender los levantamientos de una zona de coordenadas del plano estatal a otra o de un estado a otro.

20.10 Desarrolle una tabla similar a la Tabla 20.1 para un rango de latitudes de 40°30' N a 40°39' N en la zona norte de Pensilvania con paralelos estándar de 40°53' N y 41°57' N, y un origen de cuadrícula en (40°10' N, 77°45' O).

20.11* Las coordenadas del plano estatal SPCS83 de la zona norte de Pensilvania de los puntos A y B son las siguientes:

Punto	E (m)	N (m)
A	541.983,399	115.702,804
B	541.457,526	115.430,257

Calcule la longitud de la cuadrícula y el acimut de la cuadrícula de la línea A B.

20.12 Similar al problema 20.11, excepto que los puntos A y B tienen las siguientes coordenadas del plano estatal SPCS83 de Nueva Jersey:

Punto	E (m)	N (m)
A	135.995,711	19.969,603
B	136.459,204	20.302,524

20.13 ¿Cuáles son las coordenadas SPCS83 (en pies) y el ángulo de convergencia de una estación en la zona norte de Pensilvania con coordenadas geodésicas de 41°12'33,0745" N y 76°23'48,9765" O?

20.14* Similar al problema 20.13, excepto que las coordenadas geodésicas de la estación son 41°14'20.03582" N y 80°58'46,28764" O. Indique las coordenadas en metros.

20.15 ¿Cuál es el factor de escala de la estación del problema 20.13?

20.16 ¿Cuál es el factor de escala de la estación del problema 20.14?

20.17* ¿Cuáles son las coordenadas SPCS83 de una estación en Nueva Jersey con coordenadas geodésicas de 40°50'23,2038" N y 74°15'36,4908" O?

20.18 Similar al problema 20.17, excepto que las coordenadas geodésicas de la estación son 41°11'25,0486" N y 74°29'36,9641" O.

20.19 ¿Cuáles son el ángulo de convergencia y el factor de escala en la estación del problema 20.17?

20.20 ¿Cuáles son el ángulo de convergencia y el factor de escala en la estación del problema 20.18?

20.21* ¿Cuáles son las coordenadas geodésicas del punto A en el problema 20.11?

20.22 Similar al Problema 20.21, excepto por el punto B del Problema 20.11.

20.23* ¿Cuáles son las coordenadas geodésicas del punto A del Problema 20.12?

20.24 Similar al Problema 20.23, excepto por el punto B del Problema 20.12.

20.25 Al calcular las coordenadas del plano de estado para un área de proyecto cuya altura ortométrica media es de 305 m, se utilizó un factor de escala promedio de 0,99992381. La separación geoidal promedio para el área es de — 23,83 m. Las distancias dadas entre los puntos en esta área de proyecto se calcularon a partir de las coordenadas del plano de estado SPCS83. ¿Qué longitud horizontal debería observarse para trazar estas líneas sobre el terreno? (Utilice 6.371.000 m como radio promedio de la Tierra).

(a)* 2834,79 pies

(b) 230,204 m

(c) 823,208 pies

20.26 Similar al problema 20.25, excepto que la elevación media del área del proyecto fue de 38 m, la separación geoidal de —31,37 m, el factor de escala de 0,99997053 y las longitudes calculadas de las líneas de SPCS83 fueron (a) 132,028 m (b) 502,39 pies (c) 910,028 m

20.27 Las longitudes horizontales del terreno de una poligonación cerrada de tres lados se midieron en pies de la siguiente manera: AB = 501,92, BC = 336,03 y CA = 317,88 pies. Si la altura ortométrica promedio del área es de 4156,08 pies y la separación geoidal promedio es de —23,05 m, calcule las longitudes elipsoidales de las líneas adecuadas para usar en el cálculo de las coordenadas de SPCS83. (Use 6.371.000 m como radio promedio de la Tierra).

20.28 Suponiendo que el factor de escala para la travesía del Problema 20.27 es 0,99996294, calcule las longitudes de cuadrícula para las líneas de la travesía.

20.29 Para la travesía del Problema 20.27, el acimut de cuadrícula de una línea desde A hasta una marca de acimut cercana fue de 10°07'59" y el ángulo en sentido horario medido en A desde la marca de acimut hasta B, de 213°32'06". Los ángulos interiores medidos fueron A = 41°12'26", B = 38°32'50" y C = 100°14'53". Equilibre los ángulos y calcule los acimuts de la cuadrícula para las líneas transversales. (Nota: La línea BC tiene rumbo este).

20.30 Utilizando las longitudes de cuadrícula del Problema 20.28 y los acimuts de cuadrícula del Problema 20.29, calcule las desviaciones y latitudes, la desviación lineal y la precisión relativa para la poligonación.

20.31 Si la estación A tiene coordenadas del plano de estado SPCS83 E = 634,728.082 m y N = 384,245.908 m, equilibre las desviaciones y latitudes calculadas en el Problema 20.30 utilizando la regla de la brújula y determine las coordenadas SPCS83 de las estaciones B y C.

20.32* ¿Cuál es el factor combinado para la poligonación de los Problemas 20.27 y 20.28?

20.33 Las longitudes horizontales del terreno de una poligonación cerrada de cuatro lados se midieron de la siguiente manera: AB = 479,549 m, BC = 830,616 m, CD = 685,983 m y DA = 859,689 m. Si la altura ortométrica promedio del área es de 1250 m, la separación geoidal es de -30,0 m y el factor de escala de la poligonación es de 0,9999574, calcule las longitudes de cuadrícula de las líneas para usarlas en el cálculo de las coordenadas SPCS83. (Use 6.371.000 m para el radio promedio de la Tierra).

20.34 Para la poligonación del problema 20.33, el rumbo (dirección) de cuadrícula de la línea BC es N57°39'48" O. Los ángulos interiores se midieron de la siguiente manera: A = 120°26'28", B = 73°48'56", C = 101°27'00", y D = 64°17'26". Equilibre los ángulos y calcule los rumbos de la cuadrícula para las líneas transversales. (Nota: La línea CD tiene rumbo sur).

20.35 Utilizando las longitudes de cuadrícula del Problema 20.33 y los rumbos de cuadrícula del Problema 20.34, calcule las desviaciones y latitudes, la desviación lineal y la precisión relativa para la poligonación. Equilibre las desviaciones y latitudes mediante la regla de la brújula. Si las coordenadas del plano estatal SPCS83 del punto B son E = 255.096,288 m y N = 280.654,342 m, calcule las coordenadas SPCS83 para los puntos C, D y A.

20.36 La poligonación de los problemas 10.9 a 10.11 se realizó en la zona norte de Pensilvania de SPCS83. La elevación promedio del área fue de 505,87 m y la separación geoidal promedio fue de —28,25 m. Utilizando los datos de la tabla 20.1 y un radio medio para la Tierra, reduzca las observaciones a cuadrícula y ajuste la poligonal. Suponga que los acimuts dados en el capítulo 10 son acimuts de cuadrícula. Compare esta solución con la obtenida en el capítulo 10. (Use 6.371.000 m para un radio promedio de la Tierra).

20.37 La poligonación de los problemas 10.12 a 10.14 se realizó en la zona de Nueva Jersey de SPCS83. La elevación promedio del área fue de 234,93 m y la separación geoidal promedio fue de -32,86 m. Utilizando los datos de las Tablas 20.3 y 20.4 y una Radio medio de la Tierra, reduzca las observaciones a cuadrícula y ajuste la poligonación. Suponga que los acimutes dados en el Capítulo 10 son acimuts de cuadrícula. Compare esta solución con la obtenida en el Capítulo 10.

20.38 La poligonación del Problema 10.22 se realizó en el SPCS83 de Nueva Jersey. La elevación promedio del área fue de 67,2 m y la separación geoidal promedio fue de -28,5 m. Utilizando 6.371.000 m para el radio medio de la Tierra, reduzca las observaciones a cuadrícula y ajuste la poligonación utilizando la regla de la brújula. Suponga que los

acimuts dados en el Problema 10.22 son acimuts de cuadrícula. Compare esta solución con la obtenida en el Problema 10.22.

20.39 La poligonación del Problema 10.21 se realizó en la zona norte de Pensilvania del SPCS83. La elevación media del área fue de 367,89 m y la separación geoidal media fue de —30,23 m. Utilizando el radio medio de la Tierra de 6.371.000 m, reduzca las observaciones a la cuadrícula y ajuste la poligonación utilizando la regla de la brújula. Suponga que los acimuts dados en el Problema 10.21 son acimuts de cuadrícula. Compare esta solución con la obtenida en el Problema 10.21. 20.40* Si el acimut geodésico de una línea es 205°06'36,2", el ángulo de convergencia es -0°42'26,1" y la corrección de arco a cuerda es +0,8", ¿cuál es el acimut de cuadrícula equivalente para la línea?

20.41 Si el acimut geodésico de una línea es 18°47'20,1", el ángulo de convergencia es -1°08'06,8" y la corrección de arco a cuerda es —1,5", ¿cuál es el acimut de cuadrícula equivalente para la línea?

20.42 Utilizando los valores dados en los Problemas 20.40 y 20.41, ¿cuál es el ángulo de cuadrícula obtuso entre los dos acimutes?

20.43 El acimut de cuadrícula de una línea es 102°37'08". Si el ángulo de convergencia en el punto final del acimut es 2°05'52,9" y la corrección de arco a cuerda es 0,7", ¿cuál es el acimut geodésico de la línea?

20.44 Similar al problema 20.43, excepto que el ángulo de convergencia es —1°02'20,7" y la corrección de arco a cuerda es —0,6".

20.45 ¿Cuál es la corrección de arco a cuerda para la línea de A a B en los problemas 20.21 y 20.22?

20.46 ¿Cuál es el acimut geodésico de la línea de A a B en el problema 20.45?

20.47 Utilizando los parámetros de definición dados en el ejemplo 20.10, calcule las coordenadas de la proyección cartográfica estereográfica oblicua para la estación B.

20.48 Similar al problema 20.47 excepto para la estación C.

20.49 Similar al problema 20.47 excepto para la estación D.

20.50 Cree un programa computacional que reduzca las distancias desde el suelo a una cuadrícula de mapeo.

BIBLIOGRAFÍA

Bunch, B. W. 2002. "A New Projection: Developing and Adopting a Single Zone State Plane Coordinate System for Kentucky, Part 1." *Professional Surveyor* 22 (No. 4): 26.

_____. 2002. "A New Projection: Developing and Adopting a Single Zone State Plane Coordinate System for Kentucky, Part 2." *Professional Surveyor* 22 (No. 5): 34.

GIA. 2006. "How Things Work: Scale, Elevation, Grid, and Combined Factors Used in Instrumentation." *Professional Surveyor* 26 (No. 2): 47.

Hartzell, P., L. Strunk and C. Ghilani. 2002. "Pennsylvania State Plane Coordinate System: Converting to a Single Zone." *Surveying and Land Information Science* 62 (No. 2): 95.

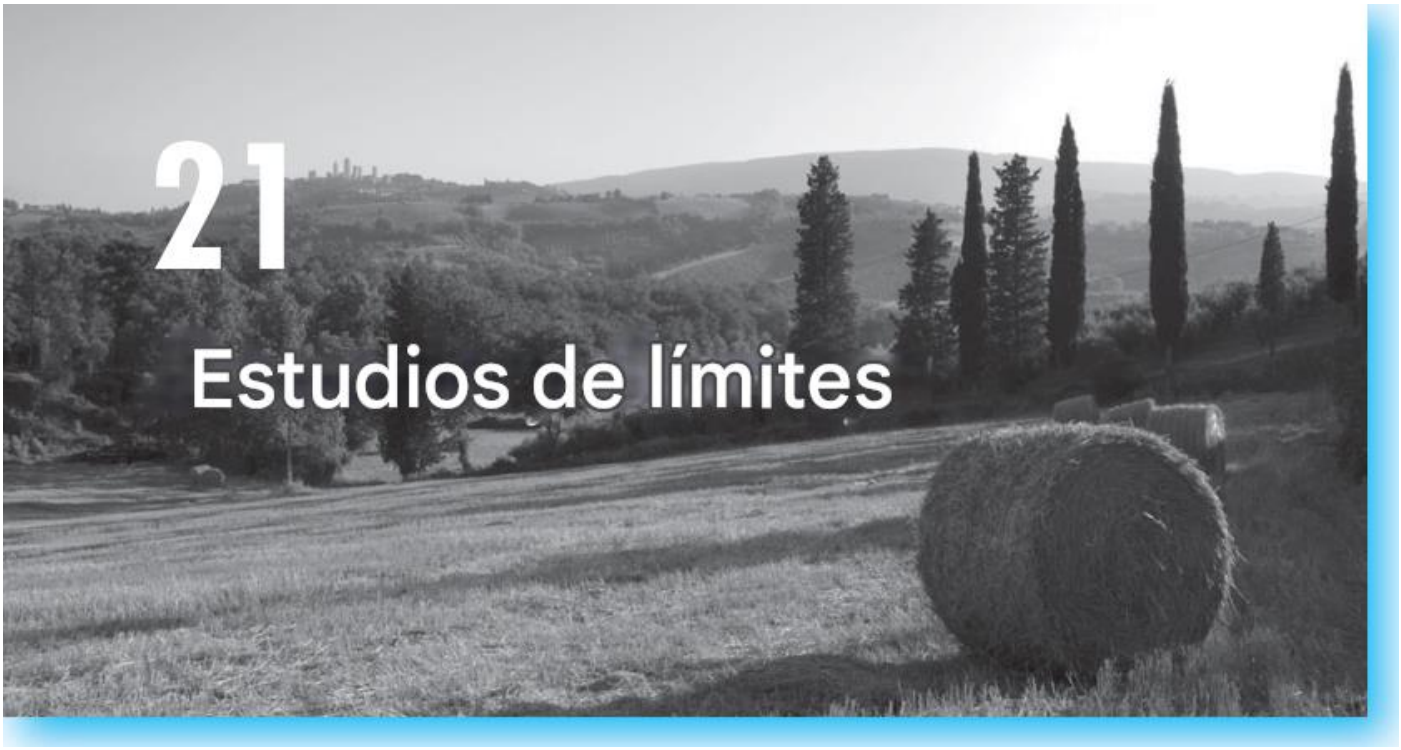
Snay, R. A. 1999. "Using the HTDP Software to Transform Spatial Coordinates Across Time and Reference Frames." *Surveying and Land Information Systems* 59 (No. 1): 15.

Snyder, J. P. 1987. *Map Projections—A Working Manual*. Washington, DC: U.S. Government Printing Office.

Stachurski, R. 2002. "History of American Projections: The American Projection, Part 1." *Professional Surveyor* 22 (No. 4): 16.

_____. 2002. "History of American Projections: The American Projection, Part 2." *Professional Surveyor* 22 (No. 5): 32.

Stem, J. E. 1989. "State Plane Coordinate System of 1983." *NOAA Manual NOS NGS 5*. Rockville, MD: National Geodetic Information Center.



■ 21.1 INTRODUCCIÓN

Los tipos de levantamientos topográficos más antiguos de la historia registrada son los levantamientos de límites, que datan de aproximadamente 1400 a. C., cuando las parcelas de tierra se subdividieron en Egipto con fines tributarios. Los levantamientos de límites siguen siendo una de las principales áreas de la práctica topográfica. Desde los tiempos bíblicos 1, cuando se impuso la pena de muerte por destruir esquinas, hasta los días coloniales de George Washington 2, quien obtuvo su licencia como agrimensor en el William and Mary College de Virginia, y a través de los años hasta la actualidad, se han utilizado objetos naturales (es decir, árboles, ríos, afloramientos rocosos, etc.) y objetos artificiales (es decir, cercas, postes de madera, marcadores de hierro, acero u hormigón, etc.) para identificar los límites de las parcelas de tierra. A medida que la propiedad aumentaba de valor y los propietarios disputaban los derechos sobre la tierra, se hizo evidente la importancia de levantamientos topográficos más precisos, la colocación de mojones o hitos en los límites y los registros escritos. Cuando Texas se convirtió en estado en 1845, su dominio público ascendía a aproximadamente 172.700.000 acres, que el gobierno de los EE. UU. podría haber adquirido mediante el pago de aproximadamente $13.000.000 en deudas acumuladas por la República de Texas. Sin embargo, el Congreso permitió a los tejanos conservar sus tierras y pagar sus propias deudas, ¡una buena oferta a aproximadamente 7,6 centavos por acre! El término sistema de tenencia de la tierra se aplica a la manera en que se mantienen los derechos sobre la tierra en un país determinado. Tal sistema, como mínimo, debe proporcionar

(1) un medio para transferir o cambiar el título y los derechos sobre la tierra,

(2) límites permanentemente con hitos o marcados que permitan encontrar las parcelas en el terreno,

(3) registros oficialmente retenidos que definan quién posee qué derechos sobre la tierra, y

(4) una descripción legal oficial de cada parcela.

1 *“Maldito el que remueva el límite de su prójimo. Y todo el pueblo dirá Amén”. Deuteronomio 27:17.*

2 *“Observa bien la tierra, es nuestro bien más preciado.” George Washington.*

En los Estados Unidos existe un sistema de tenencia de tierras de dos niveles. A nivel federal, la Oficina de Administración de Tierras de los Estados Unidos (BLM) mantiene los registros de las catastros y los derechos sobre tierras federales. A nivel estatal y local, los registros oficiales relativos a la tenencia de tierras se conservan en los

juzgados de los condados. En Estados Unidos, los títulos de propiedad se transfieren ahora mediante documentos escritos denominados escrituras (garantía, cesión o acuerdo), que contienen una descripción de la propiedad. Las descripciones de las propiedades se preparan como resultado de un catastro. Los diversos métodos de descripción incluyen

(1) Deslindes (hitos) y límites,

(2) número de manzana y lote,

(3) valores de coordenadas para cada esquina y

(4) municipio, sección y subdivisiones más pequeñas del Sistema de Catastro Público de Tierras de los Estados Unidos (PLSS), comúnmente conocido como la parte alícuota. A menudo, la descripción de una propiedad combina dos o más de estos métodos. Los tres primeros métodos se analizan brevemente en este capítulo; el PLSS se trata en el Capítulo 22.

■ 21.2 CATEGORÍAS DE LEVANTAMIENTOS DE TERRENOS

Las actividades involucradas en la práctica del levantamiento de terrenos pueden clasificarse en tres categorías:

(1) levantamientos originales para subdividir las tierras públicas estadounidenses restantes no inspeccionadas, la mayoría de las cuales están en Alaska,

(2) levantamientos de retroceso para recuperar el hito o marcar líneas limítrofes que fueron previamente inspeccionadas, y

(3) levantamientos de subdivisión para establecer nuevas parcelas de tierra más pequeñas dentro de tierras ya inspeccionadas.

Las últimas dos categorías se describen en este capítulo; la primera se analiza en el Capítulo 22. Al establecer nuevas líneas de propiedad, y especialmente al volver a trazar las antiguas, los agrimensores deben ejercer un juicio agudo basado en la educación, la experiencia práctica y el conocimiento de las leyes de tierras. También deben ser precisos y articulados al hacer observaciones. Estos antecedentes deben reforzarse con tenacidad en la búsqueda de los registros de todas las propiedades adyacentes, así como en el estudio de las descripciones de la tierra en cuestión. En el trabajo de campo, los agrimensores deben ser incansables en sus esfuerzos por encontrar los puntos requeridos por la escritura. A menudo es necesario obtener evidencia oral, es decir, testimonio de personas que tienen conocimiento de las líneas de tierra aceptadas y la ubicación de esquinas, puntos de referencia, cercas y otra información sobre las líneas correctas. Los agrimensores modernos se enfrentan a una multitud de problemas creados en los últimos dos siglos bajo diferentes tecnologías y sistemas legales que ahora requieren soluciones profesionales. Estos incluyen brújulas defectuosas y levantamientos topográficos en cadena; descripciones y planos incompatibles de líneas comunes para parcelas adyacentes; esquinas y marcas de referencia perdidas u obliteradas; testimonios discordantes de residentes locales; cuestiones de derechos ribereños; y una enorme cantidad de decisiones legales en casos que involucran límites de propiedad. La responsabilidad de un agrimensor profesional es sopesar todas las pruebas e intentar establecer el límite originalmente previsto entre las partes involucradas en cualquier disputa de límites de propiedad, aunque sin autoridad legal para forzar un compromiso o acuerdo. La fijación de los límites del título debe hacerse por acuerdo de los propietarios adyacentes o por acción judicial. A menudo se recurre a los agrimensores para que actúen como testigos expertos en procedimientos para establecer límites, pero para ello deben estar registrados.

Debido a las complejas decisiones técnicas que deben tomarse, el creciente costo del seguro de responsabilidad civil profesional de los agrimensores por errores y omisiones se ha convertido en una parte importante de sus gastos operativos. Algunos estados exigen que los agrimensores lo tengan para la protección de todas las partes.

■ 21.3 PERSPECTIVAS HISTÓRICAS

En la parte oriental de los Estados Unidos, los individuos adquirieron los primeros títulos de propiedad de la tierra mediante donaciones o compras a la Corona inglesa. Los levantamientos topográficos y los mapas eran completamente inexistentes o inadecuados, y las descripciones sólo se podían dar en términos generales. La tierra restante en las 13 colonias se transfirió a los estados al final de la Guerra de la Independencia. Más tarde, esta tierra

se repartió entre individuos, generalmente en tramos irregulares. Las líneas limítrofes se describían mediante hitos y límites (véase la Sección 21.4). Muchas transferencias originales y subdivisiones y propiedades posteriores no se registraron. Las que se registraron generalmente tenían descripciones escasas o defectuosas, ya que la tierra era barata y abundante. Los árboles, las rocas y los puntos de referencia naturales que definían las esquinas, como en el primer ejemplo de descripción de hitos y límites (véase la Sección 21.4), pronto se vieron alterados. La intersección de dos líneas de propiedad sólo podría describirse como "el lugar donde John mató a un oso" o "la curva en un sendero desde la cabaña de Jones hasta el río". Numerosos problemas en la agrimensura se derivan de la confusión generada por los primeros títulos de propiedad, descripciones y levantamientos topográficos. La ubicación de miles de esquinas se ha establecido mediante acuerdos tras nuevas agrimensuras o mediante la interpretación judicial de toda la evidencia disponible pertinente a sus posiciones originales o previstas. Los derechos de ocupación ilegal, la prescripción adquisitiva y los cambios ribereños han fijado otras esquinas. Muchos límites aún están en duda, especialmente en áreas con tierras marginales donde el costo de una buena agrimensura de trazado supera el valor de la propiedad. El hecho de que se puedan encontrar cuatro esquinas de un campo y que las distancias entre ellas coincidan con las "llamadas" en una descripción no significa necesariamente que estén en el lugar correcto. El título o la propiedad se completa sólo cuando el terreno cubierto por una escritura se identifica positivamente y se ubica en el terreno. La legislación sobre tierras desde la época de la Constitución se ha mantenido como un derecho estatal, sujeto a la interpretación de los sistemas judiciales estatales. Muchos millones de parcelas de tierra se han creado en los Estados Unidos durante los últimos cuatro siglos bajo diferentes tecnologías y sistemas legales. Algunos de los innumerables problemas transmitidos a los topógrafos profesionales de hoy, equipados con equipos enormemente mejorados, se discuten en este capítulo y en el Capítulo 22. Las mediciones y el análisis de la topografía siguen los principios básicos de la topografía plana. Pero un topógrafo necesita años de experiencia en un estado determinado para familiarizarse con las condiciones locales, los puntos de referencia básicos y las interpretaciones legales de los problemas complicados de límites. Los métodos utilizados en un estado para prorratear las diferencias entre las distancias registradas y medidas pueden no ser aceptables en otro. Las reglas sobre cuándo y cómo las cercas determinan los límites de la propiedad no son las mismas en todos los estados o incluso en los adyacentes.

El término ubicación práctica es utilizado por la profesión jurídica para describir un acuerdo, ya sea explícito o implícito, en el que dos propietarios de propiedades adyacentes demarcan un límite ambiguo o resolver una disputa de límites. Se aplican principios fijos al proceso y el límite establecido, llamado límite acordado, puede volverse permanente. Localmente se dan diferentes interpretaciones a

(1) la superioridad o precisión de una distancia sobre otra asociada a ella,

(2) la posición de los límites que muestra la ocupación,

(3) el valor de las esquinas existentes en un terreno y sus subdivisiones, y

(4) muchos otros factores. Por lo tanto, el registro de agrimensores es obligatorio en todos los estados para proteger el interés público.

■ 21.4 DESCRIPCIÓN DE LA PROPIEDAD POR MEDIOS Y LÍMITES

Como se señaló anteriormente, los medios y límites son uno de los métodos comúnmente utilizados para preparar descripciones legales de propiedades. Las descripciones por medios (medir o asignar por medida) y límites (líneas limítrofes o límites de la propiedad) tienen un punto de inicio (POC), como una esquina existente cercana del PLSS. A partir de este punto, se dan longitudes y direcciones sucesivas de líneas que conducen al punto de inicio (POB). El POB suele ser un poste de cerca, una varilla de hierro o acero, o alguna característica natural, que marca una esquina de la propiedad. Luego se dan las longitudes y direcciones (rumbos o acimuts) de líneas sucesivas desde el punto de inicio que encierran o limitan la propiedad. Las primeras unidades de distancia de cadenas, postes y varillas ahora se reemplazan por pies y decimales y, a veces, por unidades métricas. Los rumbos o acimuts pueden ser geodésicos, astronómicos, magnéticos o de cuadrícula. Se debe tener cuidado para indicar claramente cuál de estos es la base de las direcciones para que no surja ninguna confusión. En el pasado, a veces se han utilizado rumbos o acimuts supuestos, pero muchos estados ya no los permiten porque no son fácilmente reproducibles. En algunos estados, las regulaciones topográficas exigen que las líneas exteriores de las nuevas subdivisiones se basen en el meridiano

verdadero. Los agrimensores escriben descripciones de propiedades con hitos y límites, y se incluyen en los documentos legales que acompañan a la transferencia del título de propiedad. Al preparar las descripciones, se debe tener sumo cuidado. Un solo error en la transcripción de un valor numérico, o una palabra o signo de puntuación incorrectos o mal colocados, puede resultar en litigios durante más de una generación, ya que las intenciones del otorgante (persona que vende la propiedad) y del cesionario (persona que compra la propiedad) pueden entonces no estar claras. Si los números se escriben y se dan como cifras, las palabras prevalecen en caso de conflicto a menos que se disponga de otra prueba. Hay una mayor probabilidad de transposición que de error ortográfico, ¡y los abogados prefieren las palabras! La importancia de los hitos permanentes para marcar propiedades es evidente. De hecho, algunos estados exigen tuberías, pasadores de hierro o marcadores de concreto colocados a una profundidad suficiente para llegar por debajo de la línea de congelación en todas las esquinas de la propiedad antes de que se acepten los levantamientos topográficos para su registro. De hecho, casi cualquier marcador adecuado podría considerarse un hito. Un mapa adjunto a la descripción contendrá una leyenda que identifica todos los hitos. Al escalar el mapa, se puede obtener una comprobación aproximada de las distancias y direcciones en la descripción. Para aumentar la precisión en los levantamientos topográficos de propiedades y simplificar el proceso de preparación de descripciones de propiedades y la reubicación de las esquinas de las parcelas establecidas, las grandes ciudades y algunos estados han establecido una red de hitos de control para complementar las estaciones del Sistema Nacional de Referencia Espacial (NSRS). Estos Los puntos están entonces disponibles como control para iniciar levantamientos topográficos y de construcción y también pueden servir como POC para comenzar descripciones de propiedades. Algunos estados se han embarcado en programas estatales en los cuales una cuadrícula relativamente densa de monumentos de control se está estableciendo condado por condado. Por ejemplo, el Estado de Florida estableció una cuadrícula de 6 millas. Las coordenadas del plano estatal se determinan para las posiciones de los hitos, y están vinculadas a las esquinas del PLSS. La descripción de la tierra por hitos en una escritura siempre debe contener la siguiente información además del considerando:

1. Punto de comienzo (POC). Este es un punto de referencia establecido como una esquina del monumento PLSS o NSRS al cual la descripción de la propiedad está vinculada o referenciada. Sirve como punto de partida para la descripción.

2. Punto de inicio (POB). Este punto debe ser identificable, permanente, bien referenciado y una de las esquinas de la propiedad. Se deben proporcionar las coordenadas, preferiblemente del plano estatal, si se conocen o se pueden calcular. Tenga en cuenta que un POB no es más importante que otros y un hito llamado a construcción en la siguiente esquina establece su posición, aunque las llamadas de rumbo y distancia puedan no coincidir.

3. Esquinas definidas. Dichas esquinas son puntos claramente definidos con coordenadas si es posible.

4. Longitudes y direcciones de los lados de la propiedad. Todas las longitudes en pies y decimales (o unidades métricas), y las direcciones por ángulos, rumbos verdaderos o acimuts deben indicarse para permitir el cálculo de cualquier error de cierre. Omitir la longitud o dirección de una línea de cierre al POB y sustituirla por una frase "y de allí al punto de inicio" no es aceptable. La fecha de la inspección es obligatoria y particularmente importante si las direcciones se refieren al norte magnético.

5. Nombres de los propietarios de las propiedades colindantes. Estos son útiles para mostrar la intención de una escritura en caso de que un error en la descripción deje un vacío o cree una superposición. Sin embargo, los hitos llamados a construcción en el lugar controlarán el título sobre las llamadas para colindantes a menos que lo impidan los derechos de prelación (véase la Sección 21.7).

6. Áreas. El área incluida normalmente se da como una ayuda en la valoración e identificación de una propiedad. Las áreas de terrenos rurales se dan en acres o hectáreas y las de lotes urbanos en pies cuadrados o metros cuadrados. Debido a las diferencias en las mediciones y dependiendo del método de ajuste utilizado para una poligonación (regla de la brújula, mínimos cuadrados, etc.), el área calculada, las direcciones y las distancias de un agrimensor pueden diferir ligeramente de las de otro. La expresión "más o menos", que puede seguir a un área calculada, permite errores menores y evita demandas molestas por variaciones insignificantes. Además, como se discutió en la Sección 12.5, los errores aleatorios se propagan desde las observaciones topográficas al área calculada. Como regla general, la incertidumbre en el área de una parcela se puede calcular utilizando la Ecuación (12.9). El número de cifras significativas en el área de una parcela no debe expresarse con demasiadas cifras significativas.

Tenga en cuenta que los puntos 4, 5 y 6 anteriores establecen la forma, la intención y el tamaño, respectivamente, de la parcela. Sin el punto 5, la descripción sería estrictamente de "medidas" y carecería de intención. Además, si se excluyeran los puntos 4 y 6, la descripción sería puramente de "límites" y carecería de las medidas importantes necesarias para establecer la forma y el tamaño de la parcela. Se presenta a modo de ejemplo una descripción parcial de los límites del terreno que se muestra en la Figura 21.1.

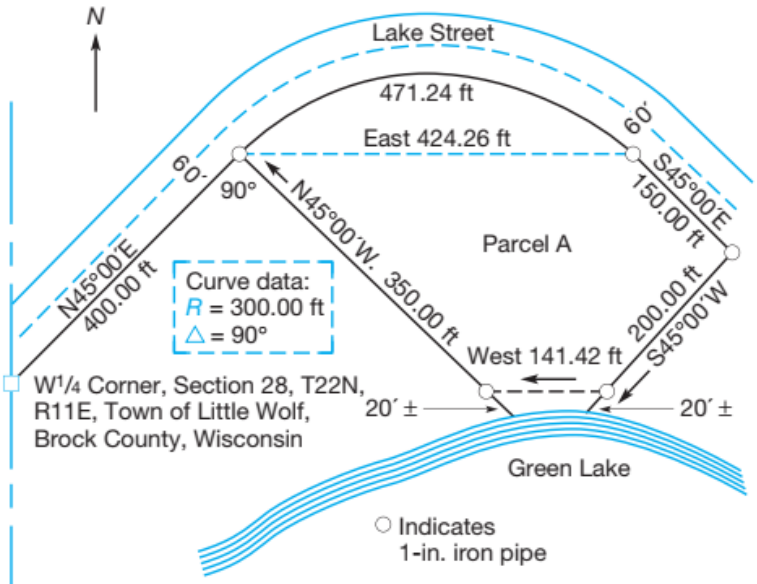


Figura 21.1
Tramo con linderos y límites.

Parte del cuarto suroeste del cuarto noroeste de la Sección 28, T 22 N, R 11 E, 4 p. m., ciudad de Little Wolf, condado de Brock, Wisconsin, descrita a continuación: comenzando en el punto de inicio, que es un monumento de piedra en la esquina oeste de 1/4 de dicha Sección 28; desde allí, rumbo norte 45 grados 00 minutos este, cuatrocientos (400,00) pies a lo largo de la línea sureste R/O de Lake Street hasta una tubería de hierro de 1 pulgada en el punto de inicio de esta descripción, siendo dicho punto también el punto de curvatura de una curva tangente a la derecha con un ángulo central de 90 grados 00 minutos y un radio de trescientos (300,00) pies; Desde allí, al este, cuatrocientos setenta y un pies y veinticuatro centésimas (471,24) a lo largo del arco de la curva, cuya cuerda larga se dirige al este, cuatrocientos veinticuatro pies y veintiséis centésimas (424,26) hasta una tubería de hierro de 1 pulgada en su punto de tangencia, siendo dicho arco también la línea suroeste R/O de Lake Street antes mencionada; desde allí, continuando por la línea sur R/O de Lake Street, S 45 grados 00 minutos E, ciento cincuenta pies (150,00) hasta una tubería de hierro de 1 pulgada; desde allí, S 45 grados 00 minutos O, doscientos pies (200,00) hasta una tubería de hierro de 1 pulgada ubicada N 45 grados 00 minutos E, a veinte pies (20) aproximadamente de la orilla del lago Green, y es el comienzo del meandro a lo largo del lago; Desde allí, al oeste, ciento cuarenta y uno con cuarenta y dos centésimas (141,42) pies a lo largo de dicha línea de meandro hasta una tubería de hierro de 1 pulgada al final de la misma; dicha tubería está ubicada N 45 grados 00 minutos O, a veinte (20) pies, aproximadamente desde la orilla del agua; desde allí, N 45 grados 00 minutos O, trescientos cincuenta (350,00) pies hasta una tubería de hierro de 1 pulgada en el punto de inicio... incluyendo todos los terrenos que se encuentran entre la línea de meandro aquí descrita y la orilla norte del Lago Verde, que se encuentran entre las extensiones reales de los límites sureste y suroeste de la parcela aquí descrita, la cual contiene aproximadamente 2,54 acres. Las orientaciones se basan en el norte astronómico.

Se han preparado numerosas descripciones de hitos, que debido a diversas deficiencias han generado problemas posteriores. A modo de ejemplo, se presentan a continuación fragmentos de dos antiguas descripciones de hitos del este de Estados Unidos. La primera, *parte de una escritura antigua registrada en Maine, comienza en un manzano a unos 5 minutos a pie de Trefethen's Landing, continúa hacia el este hasta un manzano, continúa hacia el sur hasta una roca, continúa hacia el oeste hasta un manzano y continúa hacia el norte hasta el punto de partida.*

Con numerosos manzanos y abundantes rocas en la zona, el dilema de un topógrafo que intenta reconstruir los hitos muchos años después es evidente.

La segunda, una descripción antigua más típica de un lote de la ciudad que muestra falta de precisión comparable en ángulos y distancias, sigue:

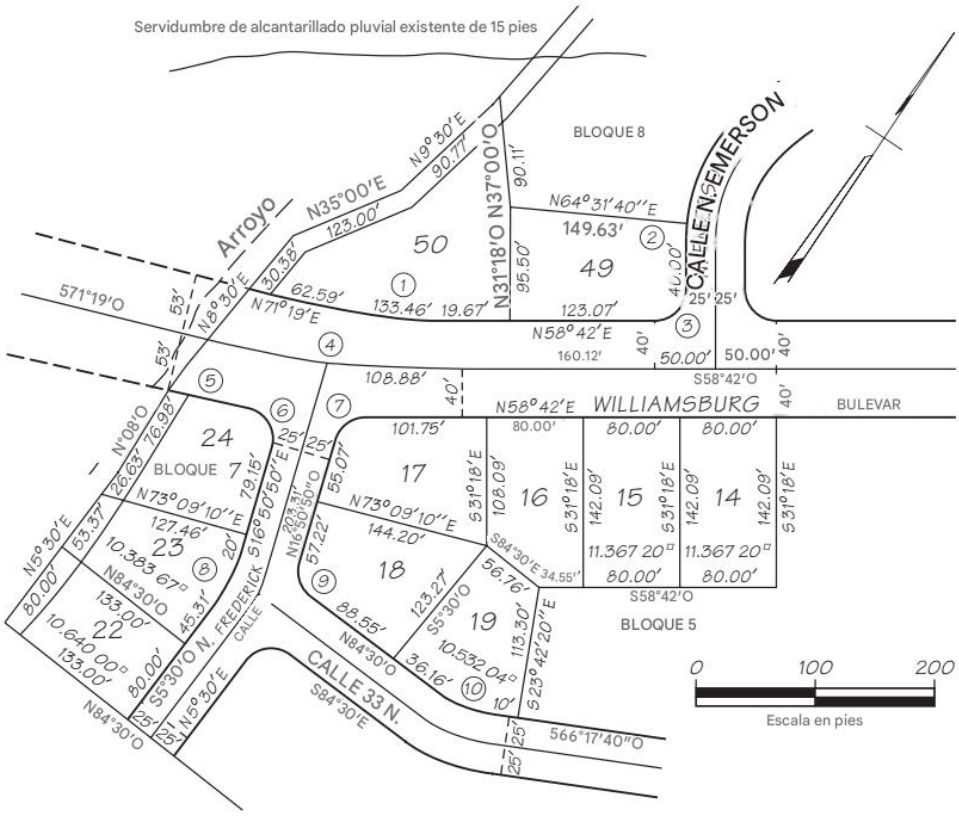
comenzando en un punto en el lado oeste de Beech Street marcado por un tapón de bronce colocado en un mojón de concreto ubicado a ciento doce y cinco décimos (112,5) pies al sur de un mojón de la ciudad No. 27 en la intersección de Beech Street y West Avenue; de allí a lo largo de la línea oeste de Beech Street S 15 grados 14 minutos 30 segundos E cincuenta (50) pies hasta un tapón de bronce en un hito de concreto; de allí en ángulo recto con Beech Street S 74 grados 45 minutos 30 segundos O ciento cincuenta (150) pies hasta un pasador de hierro; de allí en ángulo recto N 15 grados 14 minutos 30 segundos O paralelo a Beech Street cincuenta (50) pies hasta un pasador de hierro; desde allí en ángulo recto N 74 grados 45 minutos 30 segundos E ciento cincuenta (150) pies hasta el lugar de inicio; limitado al norte por Norton, al este por Beech Street, al sur por Stearns y al oeste por Weston.

■ 21.5 DESCRIPCIÓN DE LA PROPIEDAD POR SISTEMA DE MANZANA Y LOTE

A medida que las áreas urbanas crecen, las parcelas adyacentes se subdividen para crear calles, manzanas y lotes de acuerdo con un plan ordenado y específico. A cada nueva parcela subdividida, llamada subdivisión, se le asigna un nombre y la ciudad la anexa. El número de manzana y lote, el tramo y el número de lote, o el nombre de la subdivisión y el número de lote identifican los lotes individuales dentro de las áreas subdivididas. Los ejemplos son

El Lote 34 del Tracto 12314 según el mapa registrado en el libro 232, páginas 23 y 24 de mapas, en la oficina del registrador del condado de Los Ángeles. El Lote 9 excepto los doce (12) pies del Norte del mismo, y los veintiséis (26) pies del Este del Lote 10, Broderick's Addition a Minneapolis. (Partes de dos lotes están incluidas en la parcela descrita.) Esa porción del Lote 306 del Tracto 4178 en la Ciudad de Los Ángeles, según el Mapa registrado en el Libro 75, páginas 30 a 32 inclusive de los mapas en la oficina del Registrador del Condado de dicho Condado, que se encuentra al Sureste de una línea que se extiende al Suroeste en ángulos rectos desde la línea Noreste de dicho lote, desde un punto en dicha línea Noreste distante al Sureste veintitrés y setenta y cinco centésimas (23,75) pies desde la esquina más al Norte de dicho Lote.

El sistema de bloque y lote es un método corto y único de describir la propiedad para la transferencia del título. La práctica estándar requiere un mapa o plano de cada subdivisión para ser presentado en la oficina correspondiente. El plano debe mostrar los tipos y ubicaciones de los hitos, las dimensiones de todos los bloques y lotes, y otra información pertinente como las ubicaciones y dimensiones de las calles y servidumbres, si las hubiera. Estos planos de subdivisión generalmente se guardan en libros de mapas en la oficina del registrador de la ciudad o del condado. Las descripciones de lotes y bloques generalmente se crean simultáneamente y, por lo tanto, no están sujetas a derechos subordinados o superiores (descritos en la Sección 21.7). Por lo tanto, al realizar nuevos levantamientos topográficos para encontrar o restablecer las esquinas de los lotes, cualquier exceso o deficiencia que se encuentre en las mediciones se prorratea equitativamente entre los lotes. La Figura 21.2 es un ejemplo de una pequeña subdivisión de bloques y lotes dibujada a mano. La Figura 18.13 muestra una parte de un mapa de subdivisión de bloques y lotes producido utilizando un sistema CADD.



NO	DELTA (I)	TAN	ARC	RADIO	CUERDA	ORIENTACIÓN DE LA CUERDA
1	12°37′	67,00′	133,46′	606,07′	133,19′	N65°00′30″E
2	5°49′40″	7,67′	15,33′	150,72′	15,32′	N28°23′10″W
3	90°00′	25,00′	39,27′	25,00′	35,36′	N13°42′E
4	12°37′	105,57′	210,28′	954,93′	209,85′	S65°00′30″W
5	5°50′15″	33,59′	67,11′	658,72′	67,08′	N68°23′30″E
6	97°40′27″	28,60′	42,62′	25,00′	37,64′	S65°41′05″E
7	75°32′50″	19,37′	32,96′	25,00′	30,63′	N20°55′35″E
8	22°20′50″	19,75′	39,00′	100,00′	38,76′	S5°40′25″E
9	67°39′10″	16,75′	29,52′	25,00′	27,83′	N50°40′25″W
10	29°12′20″	36,38′	71,16′	139,62′	70,41′	S80°53′50″W

Figura 21.2
Subdivisión pequeña plat.

■ 21.6 DESCRIPCIÓN DE PROPIEDADES POR COORDENADAS

Los sistemas de coordenadas del plano estatal proporcionan un sistema de referencia común para levantamientos topográficos en grandes regiones, incluso en estados enteros (véase el Capítulo 20). Su uso en levantamientos topográficos ofrece varias ventajas. Una de las más significativas es que facilitan enormemente la reubicación de esquinas perdidas y obliteradas. Todo monumento con coordenadas del plano estatal conocidas se convierte en un "testigo" de otros marcadores de esquina cuyas posiciones se dan en el mismo sistema. Las coordenadas del plano estatal también permiten la evaluación de colindantes con menos trabajo de campo. A medida que las ciudades y los condados desarrollan sistemas de información territorial (LIS) y sistemas de información geográfica (SIG) (véase el Capítulo 28), las descripciones por coordenadas se están convirtiendo en la norma. Muchos gobiernos locales y estatales exigen actualmente coordenadas del plano estatal en las esquinas de los límites de las parcelas de subdivisión registradas y en los exteriores de los levantamientos topográficos de grandes límites. Es sólo cuestión de tiempo antes de que se requieran las coordenadas del plano estatal en todas las descripciones de terrenos. La descripción de las esquinas mediante coordenadas puede usarse sola, pero generalmente se prepara junto con un método alternativo. A continuación, se presenta un ejemplo de descripción de una parcela en California mediante coordenadas.

Una parcela de tierra mareal y sumergida, en el lecho estatal del pantano Seven Mile, condado de Sacramento, California, en la Sección proyectada, 10, T 3 N, R 3 E, meridiano del Monte Diablo, descrita más detalladamente de la siguiente manera:

COMIENZA en un punto en la orilla sur del mencionado pantano Seven Mile, con rumbo S62°37' E, a 860 pies de una tapa de latón de la Comisión de Tierras del Estado de California, colocada en concreto, con el sello "JACK 1969", y con coordenadas X = 2.106.973,68 e Y = 164.301,93, como se muestra en el Registro de Topografía de Owl Island, presentado el 6 de octubre de 1969, en el Libro 27 de Topografías, página 9, Registros del Condado de Sacramento, y desde allí hasta un punto con coordenadas X = 2.107.196,04 e Y = 164.285,08; desde allí hasta un punto con coordenadas X = 2.107.205,56, Y = 164.410,72; desde allí hasta un punto con coordenadas X = 2.106.983,20, Y = 164.427,57; desde allí hasta el punto de partida. Las coordenadas, rumbos y distancias de la descripción anterior se basan en el Sistema de Coordenadas de California, Zona II.

Al preparar la descripción anterior, el autor no pudo prever que posteriormente surgiría una ambigüedad con respecto al datum de referencia. A partir de las fechas proporcionadas en la descripción, se puede concluir que las coordenadas corresponden a NAD27. Al preparar descripciones de coordenadas actualmente, el datum en el que se basan las coordenadas debe identificarse como NAD27 o NAD83, según corresponda, para evitar confusiones.

Los terremotos en Alaska, California y Hawái, así como la subsidencia causada por la extracción de petróleo y aguas subterráneas en muchos estados, han provocado desplazamientos del terreno que desplazan los hitos de las esquinas y, por lo tanto, modifican sus coordenadas. Si no se alteran con respecto a su entorno, los hitos y no las coordenadas, tienen mayor peso en los derechos de propiedad.

■ 21.7 LEVANTAMIENTOS DE RETROCESO

Los levantamientos de retroceso se realizan con el fin de reubicar o restablecer líneas limítrofes previamente realizadas. Son quizás los tipos de levantamientos más desafiantes de todos. Las reglas utilizadas en los levantamientos de retroceso se rigen por la jurisprudencia y, como esto puede variar de un estado a otro y con el tiempo. Sin embargo, el precepto fundamental que rige los levantamientos topográficos retrospectivos es que los hitos, tal como fueron colocados originalmente y acordados por el cesionario y el otorgante, constituyen la ubicación correcta del límite.

Por lo tanto, el objetivo de los levantamientos topográficos retrospectivos es restaurar los hitos a sus ubicaciones originales, no corregirlos, y esto debe guiar todas las acciones del agrimensor.

Al realizar un levantamiento topográfico retrospectivo, primero se debe obtener evidencia escrita del título de propiedad de la parcela en cuestión. Esto normalmente se realizará en forma de escritura, pero también podría obtenerse de un resumen o póliza de título. Incluso si la escritura está disponible, es recomendable rastrearla hasta su creación para garantizar que no se hayan cometido errores de transcripción y verificar posibles modificadores (como el término "medida de superficie"). También deben obtenerse y cotejarse siempre las escrituras de todas las propiedades colindantes para (1) determinar si existen lagunas o superposiciones y (2) comprender los derechos de subordinación (definidos a continuación) que puedan aplicarse.

También debe investigarse la posibilidad de que el título escrito sea sustituido por una transmisión no escrita. En ausencia de alteraciones del título escrito por medios no escritos, se debe realizar una evaluación de todas las pruebas relacionadas con la transmisión escrita para establecer correctamente los límites de la propiedad.

Al realizar mediciones de límites, se consideran y utilizan diversos tipos de pruebas. Cuando existen conflictos entre los diferentes tipos, el orden de importancia o peso, generalmente asignado para evaluar dichas pruebas, es el siguiente:

1. Derechos de los titulares.

Cuando las parcelas de tierra se transfieren en secuencia, la primera (titular) recibe todo lo especificado en los documentos escritos y, en caso de superposición de descripciones, la segunda (titular) recibe el resto. En caso de superposición en otras transferencias posteriores, la titular recibe los beneficios.

2. Intención de las partes.

La intención del cesionario y del otorgante al momento de la transferencia debe considerarse en las nuevas mediciones. Por lo general, la mejor evidencia de intención se encuentra en los propios documentos escritos.

3. Solicitud de una medición.

Si los documentos escritos describen una medición, se debe intentar localizar las estacas o monumentos erigidos como resultado de dicha medición.

4. Hitos.

Si los documentos escritos describen hitos originales que se erigieron para marcar los límites, estos deben buscarse. Cuando existen conflictos en los hitos, los naturales, como árboles o arroyos, reciben mayor peso que los artificiales, como estacas y tuberías de hierro.

5. Medidas.

Los tribunales han dictaminado sistemáticamente que las medidas solicitadas en una descripción simplemente describen la posición de las esquinas. En consecuencia, generalmente reciben el menor peso al interpretar una transferencia. Cuando las medidas se evalúan como prueba, el orden de importancia que generalmente se les aplica es (1) distancia, (2) dirección, (3) área y (4) coordenadas.

Sin embargo, en algunos estados, el orden de distancias y direcciones se invierte.

Cabe señalar que las anteriores son "reglas generales" para evaluar la evidencia contradictoria, pero es posible, en ciertas circunstancias, que un elemento supuestamente inferior controle a uno superior.

El buen juicio es especialmente importante cuando se restauran líneas antiguas y se pierden las esquinas originales. En ese caso, se deben considerar todas las posibles pruebas aplicables a se debe encontrar la ubicación original y decidir qué evidencia es válida y cuál puede o debe descartarse. Toda la evidencia encontrada debe registrarse en las notas de campo del relevamiento, incluyendo las razones para usarla o rechazarla. Si el levantamiento es cuestionado en los tribunales, se podrán justificar todas las medidas tomadas. El conocimiento de las leyes estatales y locales, así como de las decisiones judiciales anteriores que afectan los levantamientos en una zona, es valioso al evaluar la evidencia.

Una esquina preservada es la mejor evidencia de la ubicación original de una línea en cuestión. Las notas originales se utilizan como guía para localizar estos hitos, pero la posición real de un marcador es el factor determinante. Por lo tanto, si se encuentra un hito que se ha aceptado durante años como la ubicación de una esquina en particular, el topógrafo también debe aceptarlo.

No se debe dar por perdido un hitos a menos que se hayan agotado todas las fuentes de información posibles y no se pueda encontrar rastro alguno. Aun así, el topógrafo debería dudar antes de perturbar las posesiones establecidas. Por ejemplo, puede ser posible que, cuando se pierdan una o más esquinas, todas las partes implicadas hayan aceptado líneas o esquinas basadas en alguna otra esquina o punto de referencia. Estas esquinas aceptadas pueden no ser las originales, pero sería irrazonable desacreditarlas si las personas implicadas no las cuestionan. En una controversia legal, la ley, así como el sentido común, normalmente declararán que una línea fronteriza, aceptada desde hace tiempo, constituye una mejor evidencia de dónde debería estar la línea real que una establecida mediante un levantamiento realizado mucho después de la desaparición de los hitos originales.

En los levantamientos de retroceso, se debe determinar si las direcciones citadas en los documentos son astronómicas o magnéticas. Si son magnéticas, se debe determinar la declinación en el momento del levantamiento original para poder determinar las orientaciones o acimuts astronómicos y trazar las líneas siguiendo estos. Una buena suposición al trazar líneas es que los límites están donde indica la descripción. De no ser así, probablemente se encontrarán indicios de su ubicación real al seguir las distancias y direcciones de la descripción.

El testimonio de personas que recuerdan la ubicación de los límites siempre es valioso, pero no siempre fiable. Por lo tanto, cuando se toma dicho testimonio, se debe realizar una búsqueda cuidadosa para encontrar evidencia que lo corrobore. Las cercas viejas o la madera podrida en el lugar donde supuestamente se colocó originalmente una estaca son ejemplos de evidencia que lo corrobore extremadamente valiosa. Cuando existen dos posibilidades para establecer un límite, la evidencia para rechazar una suele ser tan importante como la evidencia para aceptar la otra.

En los levantamientos de retroceso, las mediciones realizadas con una estación total entre los hitos encontrados pueden no coincidir con las distancias registradas. Esta situación supone una verdadera prueba para los topógrafos.

Quizás la cadena o cinta original tenía un error sistemático sin corregir, o se cometió un error. Alternativamente, los marcadores pueden haber sido alterados o ser incorrectos. Si existen diferencias entre las distancias registradas y los valores medidos de los hitos encontrados, puede ser útil determinar un "factor de escala" 3 que relacione las distancias registradas originales con las mediciones reales.

3 Se puede obtener un "factor de escala" midiendo cuidadosamente la distancia entre dos hitos encontrados cuyas posiciones parecen inalteradas y fiables, y dividiendo la distancia entre estos hitos, tal como se registró en el estudio original, entre la distancia medida. Por ejemplo, si la distancia registrada entre dos hitos encontrados fue de 750,00 pies y la distancia medida fue de 748,62 pies, entonces el factor de escala sería 748,62/750,00 = 0,99816.

Al buscar hitos y evidencias, este factor de escala puede aplicarse para compensar las distancias reales anotadas por el agrimensor original. Las mediciones pueden indicar que las orientaciones y ángulos entre lados adyacentes no coinciden con los requeridos en los escritos. Estas discrepancias podrían deberse a un levantamiento topográfico original defectuoso, marcas de esquina incorrectas u otras causas. Si, al realizar un nuevo levantamiento topográfico, se encuentran discrepancias entre las descripciones adyacentes que no se puedan resolver, se debe informar a los propietarios para que se tomen medidas para armonizar la propiedad real del terreno con la que figura en los títulos de propiedad. Una vez determinada la ubicación del límite original, debe marcarse cuidadosamente y atestiguarse para que se pueda encontrar fácilmente en el futuro.

■ 21.8 LEVANTAMIENTOS DE SUBDIVISIÓN

Los levantamientos de subdivisión consisten en establecer nuevas parcelas de tierra más pequeñas dentro de parcelas más grandes previamente levadas. En este tipo de levantamientos topográficos, se puede crear una o sólo unas pocas parcelas nuevas, en cuyo caso se pueden describir utilizando el sistema de hitos. Por el contrario, en zonas donde se planea construir nuevas viviendas, se puede realizar un levantamiento topográfico de subdivisión de manzana y lote, creando así muchos lotes pequeños simultáneamente. Las leyes que rigen los levantamientos topográficos de subdivisión varían de un estado a otro y los topógrafos deben seguirlas cuidadosamente al realizar este tipo de levantamientos.

Ya sea que se cree un solo lote nuevo o se realice un levantamiento topográfico de manzana y lote, generalmente se traza primero una poligonación cerrada alrededor de la parcela más grande, ocupando todas las esquinas si es posible. Cercas, árboles, arbustos, setos, muros medianeros y otros obstáculos pueden requerir que la poligonación se realice dentro o fuera de la propiedad. Si las esquinas no se pueden ocupar, se pueden realizar mediciones de tocón (toma lateral) y calcular sus coordenadas, a partir de las cuales se pueden calcular las longitudes y rumbos laterales (véase la Sección 10.12). Todas las mediciones deben realizarse con una precisión adecuada a las especificaciones y al valor del terreno.

Antes de recorrer la parcela más grande, es necesario establecer una dirección de referencia para una de sus líneas. Además, si se van a utilizar las coordenadas del plano estatal en la descripción de la nueva parcela, se deben determinar las coordenadas iniciales para una de sus esquinas. Se puede establecer una dirección de referencia mediante una observación astronómica. Alternativamente, como se ilustra en la Figura 21.3, tanto la dirección de referencia como las coordenadas se pueden transferir a la parcela incluyendo una de sus líneas en una poligonación separada iniciada en los hitos de control cercanos existentes.

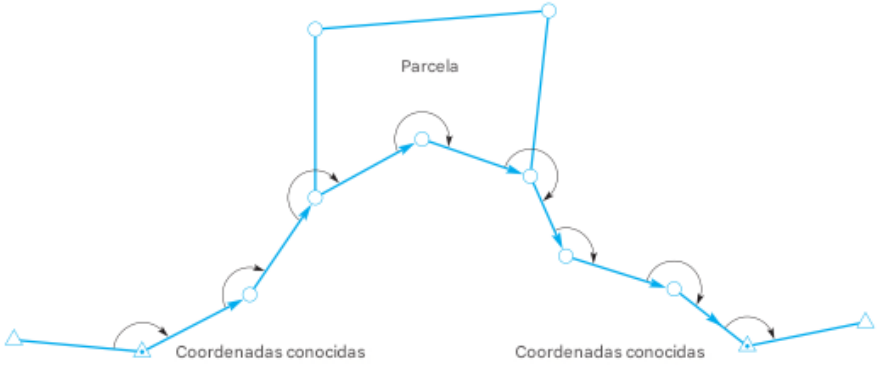


Figura 21.3
Transferencia de dirección y coordenads de una parcela mediante una poligonación.

Se asegura una verificación en el levantamiento topográfico cerrando el punto de partida o un segundo hito cercano, como se indica en la figura. Una vez completado y ajustado el levantamiento alrededor de la parcela exterior más grande, se pueden realizar los levantamientos de las nuevas parcelas. Cuando se crea una sola parcela nueva, sus vértices se establecen de acuerdo con las especificaciones del propietario y dentro de los requisitos de las leyes. A partir del levantamiento, se prepara, certifica y registra la descripción de la parcela. Las subdivisiones de manzanas y lotes no sólo deben cumplir con las leyes estatales, sino que además muchos municipios tienen leyes que regulan este tipo de levantamientos. Las regulaciones pueden especificar el tamaño mínimo del lote, los errores de cierre permitidos para los levantamientos, los tipos de marcas de vértice que se deben usar, el ancho mínimo de las calles y el procedimiento para dedicarlas, las reglas para el registro de planos, los procedimientos de revisión y otros asuntos. A menudo, varias jurisdicciones y agencias, cada una con sus propias leyes y regulaciones, pueden tener autoridad sobre la subdivisión de terrenos. En estos casos, si las normas entran en conflicto, generalmente se aplica la más estricta. La incongruencia en el trazado de calles y carreteras actual podría haberse eliminado en gran medida mediante regulaciones de subdivisión adecuadas y una revisión exhaustiva de las mismas en años anteriores. En la Figura 21.2 se muestra una parte de una pequeña subdivisión de manzanas y lotes. (Se han eliminado algunas áreas de lotes para que sus cálculos se incluyan como problemas al final del capítulo). Las computadoras con el software apropiado, como geometría de coordenadas (véase el Capítulo 11) y CAD, reducen considerablemente el trabajo de cálculo de subdivisiones. Son especialmente valiosas para grandes planos y diseños con calles curvas. Los trazadores automáticos que utilizan archivos informáticos almacenados hacen que la elaboración del plano final sea precisa, sencilla y rápida. Entre las consideraciones críticas para el diseño y la distribución de subdivisiones se incluyen la creación de buenos emplazamientos para la construcción, un trazado eficiente de calles y servicios públicos, y un drenaje seguro. Además, deben cumplirse las normas y reglamentos de subdivisión y satisfacerse los deseos del promotor en la medida de lo posible. Un proyecto de subdivisión comprende un levantamiento topográfico de los límites exteriores del terreno a subdividir, seguido de un levantamiento topográfico, el diseño de la subdivisión y la distribución del interior del terreno. A continuación, se presenta un breve resumen de los pasos a seguir en estos procedimientos.

1. Levantamiento topográfico exterior

(a) Obtenga las descripciones de escritura registradas del terreno original que se va a subdividir, y de todos los terrenos colindantes, en la oficina del Registro de la Propiedad. Anote cualquier discrepancia entre el terreno original y sus colindantes.

(b) Busque mojones (hitos) que marquen las esquinas del terreno original, los de sus colindantes cuando sea necesario y, cuando corresponda, los mojones del Servicio de Catastro Público de los Estados Unidos (USPS) a los que se pueda hacer referencia o vincular el levantamiento. Resuelva cualquier discrepancia con los terrenos colindantes.

(c) Realice un levantamiento topográfico cerrado del terreno original y refiéralo adecuadamente a los mojones existentes.

(d) Calcule las desviaciones, latitudes y errores de cierre para verificar si el levantamiento cumple con los requisitos. Ajuste el levantamiento si el error de cierre se encuentra dentro de los límites permitidos.

(e) Resuelva, si es posible, cualquier invasión de la propiedad o diferencias entre los linderos de ocupación y los linderos de título, para evitar problemas posteriores con el límite final de la subdivisión.

2. Levantamiento topográfico, diseño y distribución interior

(a) Realizar un levantamiento topográfico del área dentro del terreno. Incluir la infraestructura de servicios públicos existente, que podría extenderse dentro de la subdivisión. A partir de los datos del levantamiento, elaborar un mapa topográfico para evaluar el drenaje y para su uso en el diseño preliminar de calles y lotes.

(b) Elaborar un plano preliminar que muestre las calles, las manzanas y los lotes en los que se subdividirá el terreno. Calcular las desviaciones y latitudes de cada manzana y lote para asegurar su cierre matemático.

(c) Obtener las aprobaciones necesarias del plano preliminar.

(d) Elaborar un plano final que cumpla con las regulaciones de subdivisión estatales y municipales, e incluir los certificados que sean necesarios.

(e) Establecer las esquinas de las manzanas y los lotes del terreno de acuerdo con el plano preliminar aprobado. Las esquinas de las manzanas deben ubicarse primero, y las esquinas de los lotes deben establecerse midiendo a lo largo de las líneas que unen los extremos de las manzanas. (En algunos casos, el replanteo final puede retrasarse hasta que se instalen los servicios públicos para evitar la destrucción de las esquinas durante este proceso).

f) Haga que los certificados sean firmados y atestiguados, y que el plano final sea aprobado e inscrito.

■ 21.9 DIVISIÓN DE TERRENOS

Un problema común en los levantamientos topográficos es la división de terrenos en dos o más parcelas para su venta o distribución entre familiares, herederos, etc. Antes de la partición, se realiza un levantamiento de límites del terreno original, se calculan las desviaciones y latitudes, se equilibra la poligonación y se calcula la superficie total delimitada. Los procedimientos de cálculo para la partición de terrenos varían según las condiciones. Algunas formas de terrenos originales y requisitos de parcelas divididas permiten soluciones mediante fórmulas, a menudo utilizando geometría analítica. Otros requieren métodos de ensayo y error. Estos procedimientos se trataron en el Capítulo 11 y la Sección 12.8, donde se calcularon ejemplos para ilustrarlos. Los problemas típicos de partición consisten en recortar una cierta cantidad de acres de una parcela original, o dividirla en mitades, tercios, etc. Las líneas de corte necesarias para separar un área determinada de la parcela pueden tener

(1) un punto de inicio específico (distancia desde una esquina del polígono del terreno hasta el punto medio, o cualquier otra ubicación en el lado opuesto); o

(2) una dirección requerida (paralela, perpendicular o con un ángulo de rumbo designado desde una línea seleccionada). Estos casos a menudo se pueden manejar mediante soluciones de prueba y error que implican una suposición inicial, como la dirección de la línea de corte o el punto de inicio. Ciertos problemas se pueden resolver utilizando fórmulas de coordenadas para la intersección de dos líneas (véase el Capítulo 11). Otros problemas de partición pueden requerir dividir una parcela en una mitad este y oeste, o en una mitad norte y sur. Pero tales descripciones podrían ser ambiguas, como se ilustra en la Figura 21.4. Esta figura muestra que la expresión “la mitad sur del terreno ABCD” puede tener varios significados: la mitad más al sur, la mitad del frente o la mitad de la superficie real. Una consideración importante en la división de terrenos es la forma final de cada lote. Conectar los puntos medios G y H hace que la “mitad” sur sea más pequeña que la “mitad” norte, pero proporciona que ambas partes tienen igual fachada en las dos calles. El trazado EF, paralelo a AD, produce un lote trapezoidal, pero una parcela de forma irregular orientada al norte con escasa fachada en la calle Smith. En cualquier caso, la intención de la escritura debe quedar claramente expresada. Esto se logra mejor describiendo la línea divisoria mediante linderos, lo que refleja claramente dicha intención.

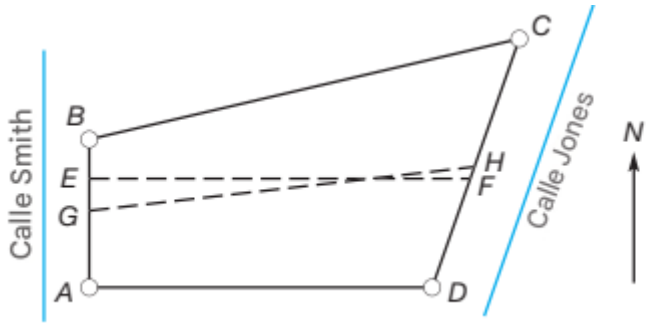


Figura 21.4
"La mitad sur."

■ 21.10 REGISTRO DE TÍTULO

Para remediar las dificultades que surgen de descripciones inexactas y reclamaciones de límites disputadas, algunos estados prevén el registro de títulos de propiedad bajo reglas estrictas. Los requisitos habituales incluyen marcar cada esquina con monumentos estandarizados referenciados a puntos establecidos, registrar un plano dibujado a escala y contener elementos específicos. El tribunal, bajo ciertas condiciones, garantiza los títulos. Varios estados han seguido el ejemplo de Massachusetts y mantienen tribunales de tierras separados que se ocupan exclusivamente de los títulos

de tierras. A medida que la práctica se extiende, la precisión de los levantamientos topográficos de propiedades aumentará y la transferencia de propiedad se simplificará. Las compañías de seguros de títulos buscan, recopilan e interpretan registros oficiales, leyes y decisiones judiciales que afectan la propiedad de la tierra, y luego aseguran a los compradores contra pérdidas relacionadas con defectos de título y gravámenes, cargas, restricciones, evaluaciones y servidumbres registradas. La defensa en demandas es proporcionada por la compañía contra amenazas a un título claro por reclamos mostrados en registros públicos y no excluidos en la póliza. Las ubicaciones de esquinas y líneas no están garantizadas; por lo tanto, es necesario establecer, sobre el terreno, los límites exactos estipulados en la escritura y la póliza de seguro de título. Es necesaria una estrecha cooperación entre los topógrafos y las compañías de seguros de título para evitar problemas posteriores a sus clientes. Se consideran muchos problemas técnicos y legales antes de otorgar el seguro de título. En algunos estados, las compañías de seguros de título se niegan a emitir una póliza que cubra un lote si las cercas existentes no están en el límite de la propiedad y excluyen del contrato "todos los elementos que se revelarían en un levantamiento topográfico". Para guiar a los topógrafos en la realización de levantamientos topográficos de títulos de propiedad, la Asociación Americana de Títulos de Propiedad (ALTA) y la Sociedad Nacional de Topógrafos Profesionales (NSPS) han establecido un conjunto de estándares. Denominados "Levantamientos Topográficos de Títulos de Propiedad ALTA/ACSM" 4, establecen pautas concisas sobre lo que debe incluirse en los levantamientos topográficos para fines de seguro de título y también establecen lo siguiente con respecto a la tolerancia de posición de los puntos: La precisión posicional relativa se puede probar (1) comparando la ubicación relativa de puntos en un levantamiento según lo medido por un levantamiento independiente de mayor precisión o (2) los resultados de un ajuste de mínimos cuadrados ponderado correctamente y mínimamente restringido del levantamiento. La precisión posicional relativa admisible para mediciones que controlan límites de tierras en levantamientos de títulos de tierras ALTA/ACSM es ±[0,07 pies (20 mm) + 50 ppm] al nivel de confianza del 95 %. Otros criterios de precisión especificados se relacionan con las precisiones requeridas de los instrumentos utilizados y los procedimientos de campo aceptables. Los beneficios derivados de estas directrices son la clarificación de los requisitos exactos de los levantamientos de títulos de tierras para que se obtengan resultados uniformemente de alta calidad.

4. Una copia de los estudios catastrales ALTA/ACSM actuales está disponible en http://www.acsm.net/alta.html.

■ 21.1 1 POSESIÓN ADVERSA Y SERVIDUMBRES

Los derechos adversos generalmente se pueden aplicar para obtener la propiedad de una propiedad al ocupar una parcela de tierra durante un período de años especificado por la ley estatal y realizar ciertos actos.5 Para reclamar una tierra o derechos sobre ella por posesión adversa, su ocupación o uso debe ser (1) real, (2) exclusivo, (3) público y notorio, (4) hostil y (5) continuo. También puede ser necesario que la propiedad se posea bajo un título aparente (un reclamo sobre una parcela de propiedad real basado en algún instrumento escrito, aunque defectuoso). En algunos estados, todos los impuestos deben estar pagados. El tiempo requerido para establecer un reclamo de posesión adversa varía desde un mínimo de 5 años en California hasta un máximo de 60 años para propiedades urbanas en Nueva York. El período habitual es de 20 años. La ocupación y el uso de una tierra perteneciente a un vecino pero fuera de su límite aparente definido por una cerca puede dar lugar a un reclamo de posesión adversa. El uso continuo de una calle, camino de acceso o sendero por parte de un individuo o del público en general durante un número determinado de años da como resultado el establecimiento de un derecho de paso, que el propietario original no puede negar. Una servidumbre es un derecho, otorgado o acordado, que permite a una persona o personas usar el terreno de otra para un propósito específico. Siempre implica un interés en el terreno sobre el cual se impone. El Diccionario Jurídico de Black enumera y define 18 tipos de servidumbres; por lo tanto, el propósito exacto de una servidumbre debe indicarse claramente. La discusión sobre levantamientos topográficos de propiedades se ha condensado necesariamente en este texto, pero proporciona información útil a los lectores y disuade a las personas sin experiencia de intentar trazar linderos. Para una cobertura más extensa, las referencias se enumeran en la Bibliografía.

■ 21.12 LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS DE CONDOMINIOS

La palabra condominio deriva del prefijo con que significa "juntos" y del derecho romano clásico, dominium que significa "propiedad". En Estados Unidos, el término condominio se refiere a un tipo de propiedad inmobiliaria donde las unidades individuales dentro de un edificio de varias unidades son propiedad de forma independiente. Cada propietario recibe una escritura que describe su propiedad y puede comprar, hipotecar o vender su unidad independientemente de los demás propietarios. Por lo tanto, se requieren descripciones legales basadas en planos topográficos. El concepto de propiedad en condominio es relativamente nuevo en Estados Unidos en comparación con otros países. Han estado presentes en Europa desde la Edad Media y aparecieron en este país a finales del siglo XIX. El número de condominios en Estados Unidos ha crecido rápidamente a medida que más familias descubren los numerosos beneficios que ofrece este tipo de vivienda. La propiedad de un condominio tiene ventajas fiscales, beneficios de inversión y, sobre todo, elimina los aumentos de alquiler. Esta forma de propiedad puede ser una solución económica al aumento del valor de los terrenos, los costos de construcción y los gastos de mantenimiento. También puede proporcionar instalaciones recreativas compartidas y otros servicios que de otro modo serían inaccesibles.

5 Salvo en algunas circunstancias especiales, no se pueden reclamar derechos adversos sobre terrenos públicos.

Una asociación de condominios es la entidad responsable del funcionamiento de un condominio, y los propietarios de las unidades son miembros de la asociación. El documento que crea la asociación se denomina Estatutos, que describe el propósito, las facultades y las obligaciones de la misma. El Reglamento interno establece la administración de la asociación, incluyendo las reuniones, el quórum, las votaciones y otras normas. El documento que constituye un condominio se conoce como Declaración de Condominio, y una vez que se registra en el registro público, el condominio queda legalmente creado. La Declaración contiene información importante, incluyendo una descripción legal de la propiedad, descripciones de las unidades, la designación de los elementos comunes (aquellos de propiedad conjunta y utilizados por todas las unidades, como aceras, escaleras, piscina, canchas de tenis, etc.) y la identificación de los elementos comunes restringidos (aquellos reservados para el uso exclusivo de una unidad en particular, como un espacio de estacionamiento designado). También describe cualquier pacto o restricción sobre el uso de las unidades, los elementos comunes y los elementos comunes restringidos. Aunque la propiedad en condominio suele aplicarse a edificios residenciales de varias plantas, también se utiliza en entornos comerciales e industriales. El concepto de condominio se ha aplicado a parcelas para casas móviles, campings y caravanas, muelles y embarcaderos, establos, centros comerciales y otros tipos de propiedades. Algunos tipos especiales de condominios son: el tiempo compartido, en el que el propietario adquiere una participación en una unidad por un período determinado cada año; el uso mixto, que incluye unidades residenciales y comerciales; y la comunidad de condominios múltiples, que es un desarrollo que contiene varios condominios independientes que comparten una zona recreativa común. Los levantamientos topográficos de condominios difieren de los levantamientos topográficos de terrenos ordinarios en varios aspectos. También presentan muchas similitudes con algunos levantamientos de propiedades, especialmente aquellos para la creación de planos de subdivisión. Cada estado adopta leyes y promulga normas que rigen los procedimientos y requisitos para la creación de condominios. En muchos estados, la ley se conoce como la Ley de Condominios. La preparación de los materiales necesarios para un proyecto de condominio es un esfuerzo conjunto que generalmente incluye a un arquitecto, un ingeniero, un abogado y un topógrafo. El arquitecto prepara los planos y especificaciones del edificio; el ingeniero diseña los planos de construcción; y el abogado crea la documentación legal para el condominio y la asociación. El topógrafo reúne la información necesaria; prepara el plano del condominio, los planos gráficos y las descripciones requeridas; y realiza los levantamientos topográficos necesarios para describir los límites de la parcela y ubicar las mejoras "tal como se construyeron". Es importante que la información que se muestra en los planos gráficos coincida con las disposiciones descritas en la Declaración. Las figuras 21.5 a 21.8 ilustran un conjunto de planos de muestra de cuatro hojas para un condominio residencial de varios pisos propuesto. El propósito principal de estos planos gráficos es el de representar de forma clara y precisa la ubicación de las unidades, las áreas comunes y las áreas comunes limitadas del conjunto residencial.

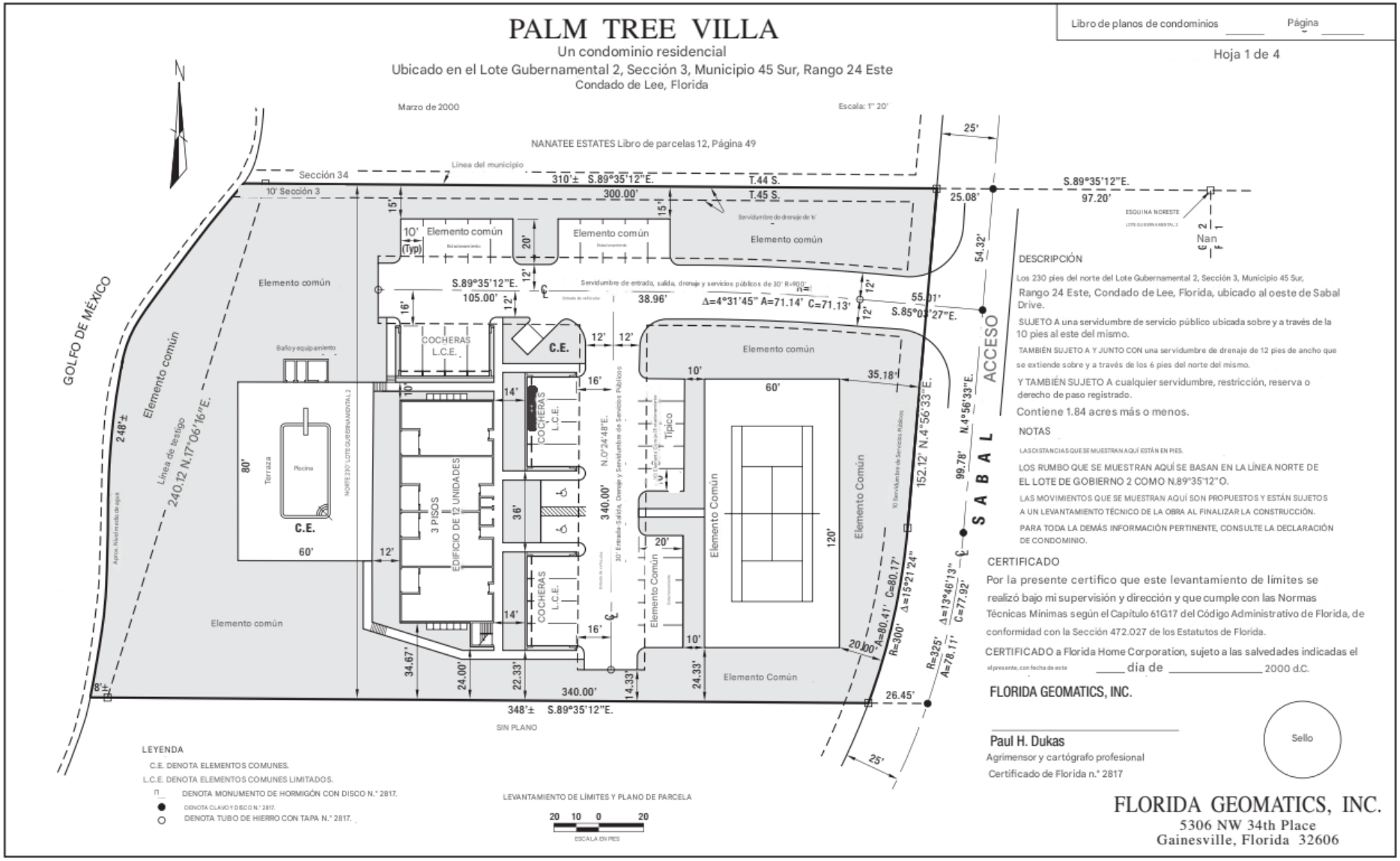


Figura 21.5 Levantamiento topográfico de los límites del condominio y plano de parcela propuesto. (Reproducido con permiso de Paul Dukas, agrimensor y cartógrafo profesional, consultor de geomática).

La Figura 21.5 es el Levantamiento de Límites y Plano de Parcela. Muestra el levantamiento de límites exteriores de la parcela del condominio, proporciona una descripción de la parcela y ubica las mejoras propuestas con dimensiones dadas a partir de los límites de la parcela. También se incluyen en este diagrama algunas notas generales y el Certificado del Agrimensor para el levantamiento de límites. El Levantamiento de Límites y Plano de Parcela suele ser un dibujo a pequeña escala y, por lo tanto, generalmente no es adecuado para mostrar detalles y dimensiones suficientes para todas las mejoras. Por lo tanto, es necesario adjuntar hojas adicionales a mayor escala. La Figura 21.6 es el Plano de Parcela del Edificio y Cochera. Es un gráfico a mayor escala que no sólo representa las áreas del edificio residencial y la cochera, sino que también delimita los elementos comunes y comunes limitados y etiqueta las unidades individuales con números de identificación. Nuevamente, se incluyen algunas notas generales para fines de aclaración. Aunque la escala de este dibujo es mayor que la del Levantamiento de Límites y Plano de Parcela, todavía es demasiado pequeña para mostrar eficazmente los detalles y dimensiones necesarios para las áreas de las unidades individuales. Así, los planos típicos de unidades se preparan a una escala aún mayor, como se muestra en la Figura 21.7. Estos muestran los planos de planta interiores de las unidades y sus límites perimetrales (el perímetro o las dimensiones horizontales que abarcan los planos verticales de las superficies interiores de las paredes que delimitan la unidad). Además, este dibujo incluye una sección típica de pared que muestra la elevación de la planta baja y las alturas de las unidades y del edificio. Normalmente, la elevación de la planta baja del edificio se referencia a un datum vertical bien establecido. También se incluye en el plano una descripción de los límites de las unidades y algunas notas generales. La Figura 21.8 detalla un plano típico de cochera y trastero, con dimensiones que muestran los tamaños de las áreas de almacenamiento y estacionamiento asignadas a cada unidad. En este plano de muestra también se muestra una lista tabular de la participación indivisa de los elementos comunes para cada unidad, aunque también podría incluirse únicamente en la declaración. El cálculo de las participaciones indivisas a veces se prorratea en función de la superficie de una unidad con respecto a la superficie total de todas las unidades. Otro método utiliza el número de dormitorios en la unidad en relación con el número total de dormitorios para todas las unidades. La Figura 21.8 también muestra una Tabla de Dimensiones de Obra Utilizada para registrar las medidas reales en obra de porciones seleccionadas de cada unidad o elemento común limitado. Un momento ideal para medir las dimensiones de obra es durante la construcción, justo después de que se completen las paredes exteriores de la unidad, pero antes de que se agreguen las particiones de las habitaciones interiores. No todas las dimensiones de obra se tabulan. Algunas medidas, como las uniones del edificio con las líneas de límite, pueden revisarse directamente en los planos correspondientes para reflejar la ubicación de obra del edificio. Si la diferencia entre una distancia medida y su distancia propuesta correspondiente está dentro de la tolerancia de construcción, entonces la dimensión no necesita revisarse. Por ejemplo, si el ancho medido de un pavimento de entrada de vehículos estaba dentro de ±0,1 pies del ancho propuesto, entonces la dimensión propuesta generalmente no se revisaría. Si el tamaño o la ubicación de una mejora difiere sustancialmente de lo propuesto, entonces se modificaría en el gráfico para reflejar la condición tal como fue construida. El último elemento de la Figura 21.8 es el Certificado del Agrimensor de muestra. Este se ejecuta sólo cuando se haya completado sustancialmente la construcción de las mejoras propuestas. Las definiciones de "completado sustancial" varían. Como regla general, si un departamento de construcción local emite un certificado de ocupación u otro permiso similar, esto significa que la construcción de las mejoras está prácticamente terminada. Sin embargo, si el certificado de ocupación se emite sólo para el edificio y una mejora propuesta, por ejemplo, la piscina y la terraza, no está prácticamente terminada, el certificado del inspector debe excluir dichas mejoras y etiquetarlas como "en construcción" o "propuestas". Dado que este condominio de muestra se encuentra en la etapa de propuesta, es necesario indicarlo. Nótese que esta indicación aparece en las "Notas" de las figuras 21.5 y 21.8. Para mayor comodidad, muchas declaraciones incluyen una reducción del plano del condominio a tamaño real y los planos gráficos. En este caso, se debe prestar especial atención a las escalas gráficas, los tamaños de texto y los grosores de línea al preparar los planos originales a tamaño real.

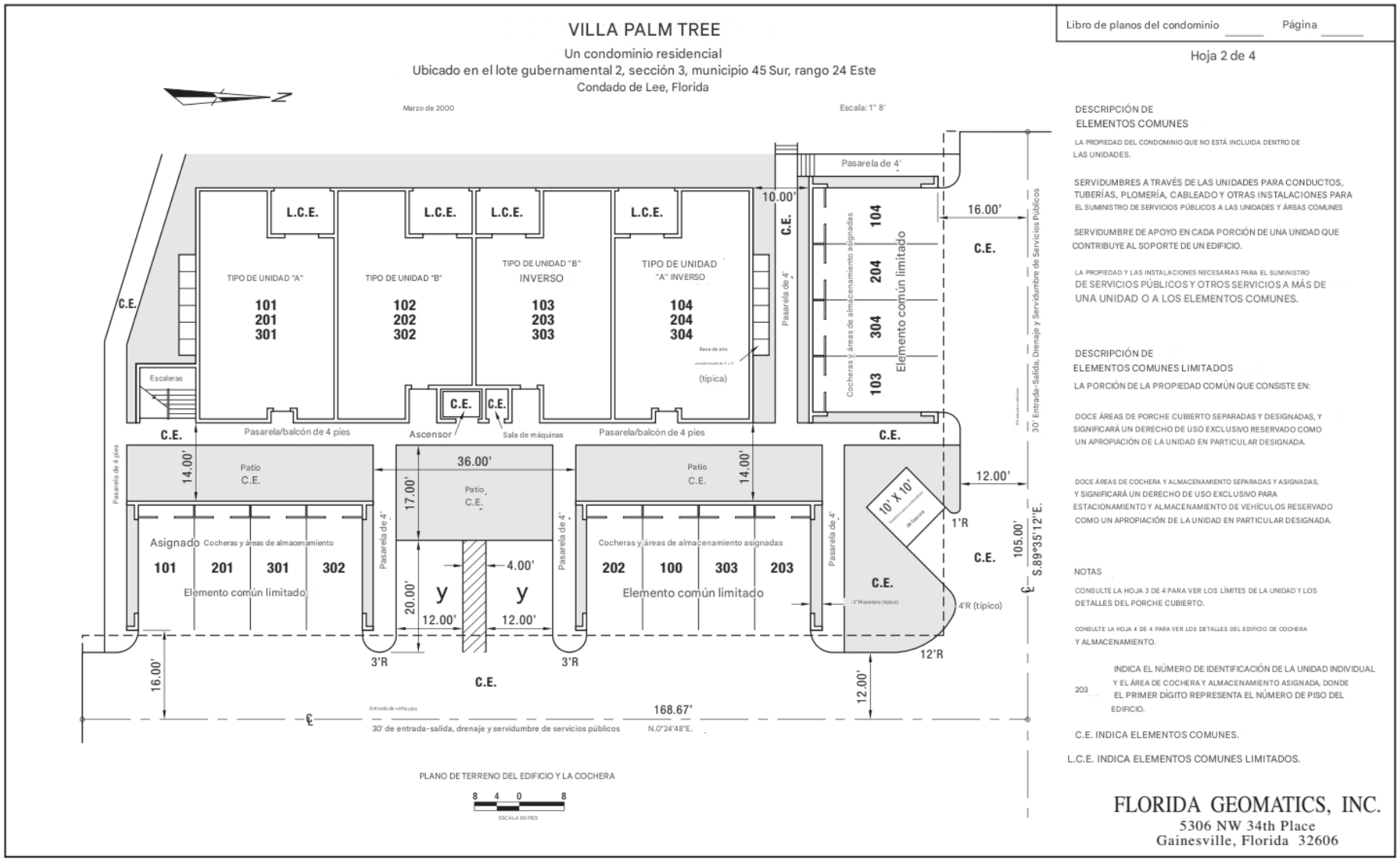


Figura 21.6 Plano del edificio de condominio y la cochera. (Reproducido con permiso de Paul Dukas, topógrafo y cartógrafo profesional, consultor de Geomatics).

PALM TREE VILLA

Un condominio residencial

Ubicado en el lote gubernamental 2, sección 3, municipio 45 Sur, rango 24 Este

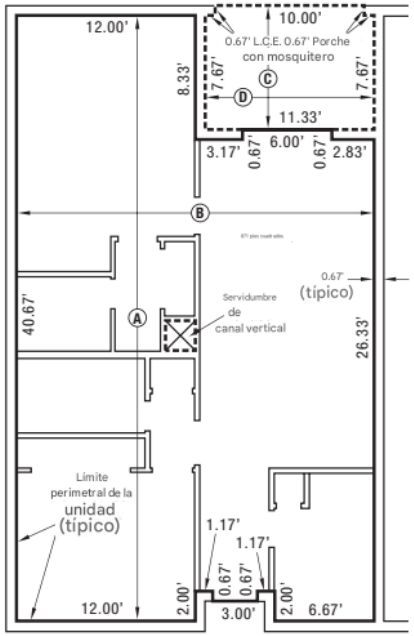
Condado de Lee, Florida

Marzo de 2000

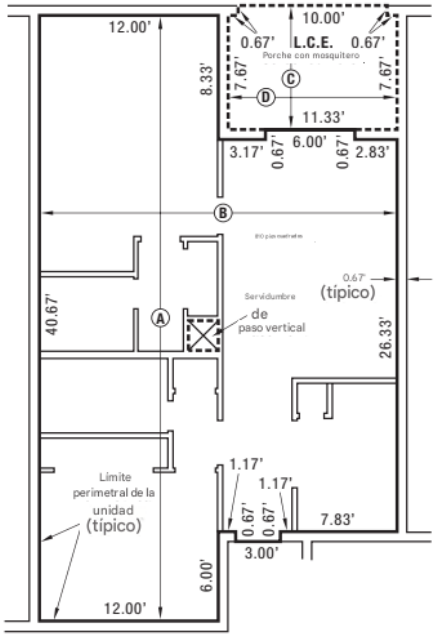
Escala: 1" 4'

Libro de planos del condominio _____ Página _____

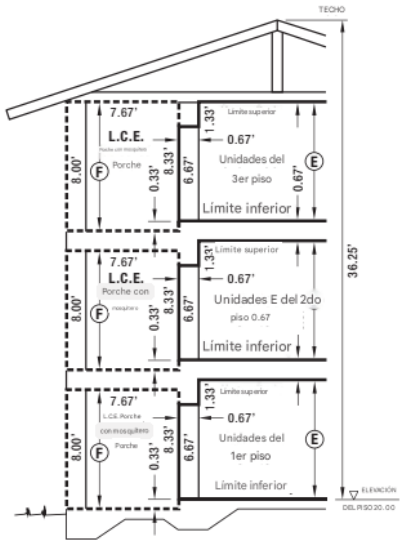
Hoja 3 de 4



TIPO DE UNIDAD "A"



TIPO DE UNIDAD "B"



SECCIÓN TÍPICA DE PAREDE

Sin escala

Planos de unidades típicas

4 2 0 4

Escala en pies

LEYENDA

C.E. DENOMINA ELEMENTOS COMUNES.

L.C.E. DENOMINA ELEMENTOS COMUNES LIMITADOS.

(B) DENOMINA LA DIMENSIÓN DE OBRA CONTENIDA EN LA TABLA DE DIMENSIONES DE OBRA EN LA HOJA 4 DE 4.

DESCRIPCIÓN DE LAS UNIDADES

CADA UNIDAD CONSISTE EN LA PORCIÓN DEL EDIFICIO QUE CONTIENE DICHA UNIDAD Y QUE SE ENCUENTRA DENTRO DE LOS LÍMITES QUE SE MUESTRAN Y DESCRIBEN A CONTINUACIÓN:

LÍMITES SUPERIORES E INFERIORES:

LOS LÍMITES SUPERIORES E INFERIORES DE CADA UNIDAD SON LOS SIGUIENTES LÍMITES EXTENDIDOS HASTA UNA INTERSECCIÓN CON LOS LÍMITES PERIMÉTRICOS.

LÍMITES SUPERIORES:

EL PLANO HORIZONTAL DE LA SUPERFICIE INFERIOR SIN ACABAR DEL TECHO.

LÍMITES INFERIORES:

EL PLANO HORIZONTAL DE LA SUPERFICIE SUPERIOR SIN DECORAR DEL PISO.

LÍMITES PERIMÉTRICOS:

LOS LÍMITES PERIMÉTRICOS DE UNA UNIDAD SE DEFINEN COMO LOS PLANOS VERTICALES DE LA SUPERFICIE INTERIOR SIN ACABADO DE LAS PAREDES QUE LIMITAN LA UNIDAD, QUE SE INTERSECTAN Y SE EXTENDEN DESDE LOS LÍMITES SUPERIORES HASTA LOS LÍMITES INFERIORES.

NOTA:

TODO EL EQUIPO DE AIRE ACONDICIONADO QUE DA SERVICIO A UNA UNIDAD SE CONSIDERA PARTE DE DICHA UNIDAD, AUNQUE DICHO EQUIPO PUEDA ESTAR FUERA DE LOS LÍMITES DE LA UNIDAD.

NOTAS

Los planos y dimensiones del edificio que se muestran aquí se basan en los planos preparados y proporcionados por Florida Architecture, Inc. Las dimensiones propuestas del edificio están sujetas a pequeñas variaciones con respecto a las dimensiones reales que puedan ocurrir durante el proceso de construcción.

Las dimensiones que se muestran aquí están en pies.

El ancho de las paredes exteriores del edificio y de las unidades es de 8" (0.67'), a menos que se indique lo contrario.

Las elevaciones que se muestran aquí están en pies y se basan en el sistema de referencia vertical norteamericano de 1988 (NAVD'88).

Para obtener toda la demás información pertinente, consulte la declaración de condominio.

FLORIDA GEOMATICS, INC.
5306 NW 34th Place
Gainesville, Florida 32606

Figura 21.7 Planos de unidad típicos y sección de muro. (Reimpreso con permiso de Paul Dukas, topógrafo y cartógrafo profesional, Geomatics Consultor.)

PALM TREE VILLA

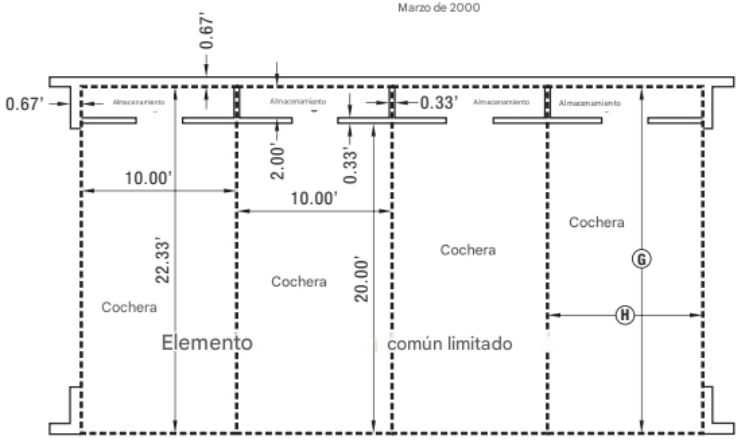
Un condominio residencial
Ubicado en el lote gubernamental 2, sección 3, municipio 45 Sur, rango 24 Este
Condado de Lee, Florida

Libro de planos del condominio _____ Página _____

Hoja 4 de 4

Marzo de 2000

Escala: 1" 4'



PLANO TÍPICO DE COCHERA Y ALMACENAMIENTO

4 2 0 4

ESCALA EN PIES

PARTICIPACIÓN INDIVIDUAL
DE ELEMENTOS COMUNES

NÚMERO DE UNIDAD	FRACCIÓN	PORCENTAJE
101	1/12	8 1/3%
102	1/12	8 ⅓%
103	1/12	8 1/3%
104	1/12	8 ⅓%
201	1/12	8 ⅓%
202	1/12	8 ⅓%
203	1/12	8 ⅓%
204	1/12	8 ⅓%
301	1/12	8 ⅓%
302	1/12	8 ⅓%
303	1/12	8 ⅓%
304	1/12	8 ⅓%
Total	12/12	100%

NOTAS

PALM TREE VILLA ES UN CONDOMINIO RESIDENCIAL PROPUESTO Y LA CONSTRUCCIÓN DE LAS MEJORAS NO ESTÁ SUSTANCIALMENTE COMPLETA. UNA VEZ QUE SE COMPLETE LA CONSTRUCCIÓN DE LAS MEJORAS, EL DESARROLLADOR O LA ASOCIACIÓN DEBERÁN MODIFICAR LA DECLARACIÓN PARA INCLUIR EL CERTIFICADO DEL AGRIMENSOR QUE SE MUESTRA AQUÍ

CONSULTE LA HOJA 1 DE 4 PARA OBTENER INFORMACIÓN SOBRE EL LEVANTAMIENTO DE LÍMITES Y EL PLANO DEL TERRENO.

CONSULTE LA HOJA 2 DE 4 PARA OBTENER EL PLANO DEL EDIFICIO Y LA COCHERA.

CONSULTE LA HOJA 3 DE 4 PARA OBTENER LOS LÍMITES DE LAS UNIDADES Y LOS DETALLES DEL PORCHE CUBIERTO.

LAS DIMENSIONES PROPUESTAS SE MUESTRAN A LA CIENCÉNTIMA DE PIE MÁS CERCANA.

LAS DIMENSIONES TERMINADAS SE MUESTRAN A LA DÉCIMA DE PIE MÁS CERCANA.

EL ANCHO DE LAS PAREDES EXTERIORES DEL EDIFICIO Y DE LAS UNIDADES ES DE 8" (0.67"), A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.

PARA TODA LA DEMÁS INFORMACIÓN PERTINENTE, CONSULTE LA DECLARACIÓN DE CONDOMINIO.

C.E. DENOMINA ELEMENTOS COMUNES.

L.C.E. DENOMINA ELEMENTOS COMUNES LIMITADOS

(B) INDICA LA DIMENSIÓN DE CONSTRUCCIÓN CONTENIDA EN LA TABLA DE CONSTRUCCIÓN QUE SE MUESTRA AQUÍ.

TABLA DE DIMENSIONES DE CONSTRUCCIÓN

PISO	UNIDAD N.°	Horizontal				Vertical		Unidad Horizontal		
		UNIDAD		PORCHE		UNIDAD PORCHE		COCHERA		Piso
		A	B	C	D	E	F	G	H	Elevación
1.º	101									
	102									
	103									
	104									
2.º	201									
	202									
	203									
	204									
3.º	301									
	302									
	303									
	304									

CERTIFICADO DEL TOPÓGRAFO

El abajo firmante, un agrimensor debidamente autorizado para ejercer bajo las leyes del Estado de Florida, certifica por la presente que la construcción de las mejoras está sustancialmente completa, de modo que el material, junto con las disposiciones de la declaración que describe la propiedad del condominio, relativas a cuestiones de topografía, es una representación precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos comunes y de cada unidad, y cuando corresponda, de los elementos comunes limitados.

CERTIFICADO a Florida Home Corporation, sujeto a las salvedades aquí indicadas, con fecha de _____ día de septiembre de 2000 d.C.

Sello

FLORIDA GEOMATICS, INC.

Por: _____
Paul H. Dukas
Agrimensor y Cartógrafo Profesional
Certificado de Florida n.º 2817

FLORIDA GEOMATICS, INC.
5306 NW 34th Place
Gainesville, Florida 32606

Figura 21.8 Plano típico de cochera, partes de elementos comunes, datos de construcción y certificado. (Reimpreso con permiso de Paul Dukas, Agrimensor y Cartógrafo Profesional, Consultor de Geomática).

■ 21.13 SISTEMAS DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA Y TERRESTRE

Como se mencionó en el Capítulo 28, los topógrafos desempeñan un papel fundamental en el desarrollo e implementación de los modernos Sistemas de Información Geográfica (SIG) y Sistemas de Información Territorial (SIT), y esta actividad continuará en el futuro. Estos sistemas incluyen bases de datos informatizadas que contienen información descriptiva sobre el terreno, como su forma, tamaño, ubicación, topografía, propiedad, servidumbres, zonificación, extensión de llanuras aluviales (si las hubiera), uso del suelo, tipos de suelo, existencia de recursos minerales e hídricos, y mucho más. La información está disponible para su rápida recuperación y es invaluable para topógrafos, funcionarios gubernamentales, abogados, promotores inmobiliarios, planificadores, ambientalistas y otros. Los levantamientos de límites son fundamentales para los SIG y los SIT, ya que el conocimiento sobre el terreno carece de sentido si no se especifica su posición en la Tierra. En la mayoría de los sistemas modernos en desarrollo, los datos de posición se establecen asociando atributos del terreno con lotes o parcelas de propiedad individuales. Quizás la información más fundamental asociada con cada parcela individual es su descripción legal, que da la ubicación única en la Tierra de la parcela y por lo tanto proporciona la información posicional necesaria para respaldar el sistema. Como se describió en secciones anteriores, las descripciones legales son instrumentos escritos, basados en mediciones y preparados según estándares y especificaciones exigentes. Por lo tanto, el papel del topógrafo en los LIS y GIS modernos es importante.

■ 21.14 FUENTES DE ERROR EN LOS LEVANTAMIENTOS DE LÍMITES

Algunas fuentes de error en los levantamientos de límites son las siguientes:

1. Errores en las distancias y direcciones medidas.

2. Esquinas no definidas por hitos únicos.

3. Errores de juicio al evaluar la evidencia.

■ 21.15 ERRORES

Algunos errores típicos en relación con los levantamientos de límites son:

1. No realizar levantamientos de poligonación cerrada alrededor de las parcelas o no cerrar en una estación de control.

2. No ajustar adecuadamente los errores de cierre.

3. Uso de marcas de esquina incorrectas.

4. No verificar las escrituras de las propiedades adyacentes, así como la descripción de la parcela en cuestión.

5. No describir la “intención” en las descripciones de las escrituras, o elaborar descripciones ambiguas.

6. Omitir la longitud o la dirección de la línea de cierre en las descripciones de las parcelas.

7. No corregir adecuadamente los rumbos magnéticos a la fecha del nuevo levantamiento topográfico.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas cuyas respuestas parciales se encuentran en el Apéndice E.

21.1 Defina los siguientes términos: (a) Servidumbre (b) Levantamientos topográficos de subdivisión (c) Color del título (d) Posesión adversa

21.2 ¿Cuál es la responsabilidad de un agrimensor en un levantamiento de replanteo?

21.3 Visite el juzgado de su condado y obtenga una copia de la descripción de la propiedad por linderos. Escriba una crítica de la descripción, con sugerencias sobre cómo podría haberse mejorado.

21.4 En una descripción por linderos, ¿qué propósito puede tener la frase "más o menos" después de la superficie?

21.5 Escriba una descripción por linderos para el límite exterior del lote 16 en la Figura 21.2.

21.6 Escriba una descripción por linderos para la casa y el lote donde vive. Dibuje un mapa de la propiedad.

21.7 ¿Cuáles son las ventajas del sistema de parcelas y lotes para describir la propiedad?

21.8 A partir de la descripción de la parcela de terreno mareal y sumergido descrita en la Sección 21.6, calcule la superficie de la parcela.

21.9 ¿Cuál es la diferencia entre el punto de inicio y el punto de comienzo en una descripción de propiedad?

21.10 ¿Qué ventaja principal tiene el método de coordenadas para la descripción de propiedades sobre otros métodos?

21.11 ¿Cuáles son las ventajas del sistema de parcelas y lotes para describir la propiedad?

21.12* Enumere, en orden de importancia, los siguientes tipos de evidencia al realizar levantamientos topográficos: (a) mediciones, (b) solicitud de levantamiento, (c) intención de las partes, (d) mojones y (e) derechos de preferencia.

21.13 Al realizar levantamientos topográficos, enumere, en orden de importancia, los cuatro tipos diferentes de mediciones que se requieren en una descripción para su estado.

21.14 ¿Por qué varían las normas que rigen los levantamientos de replanteo según el estado?

21.15 Identifique todos los tipos de información o datos pertinentes que deben aparecer en el plano de un levantamiento topográfico de propiedad completo.

21.16 ¿Cuáles son los primeros pasos para realizar un levantamiento de subdivisión?

21.17 Dos vecinos en disputa contratan a un topógrafo para verificar su lindero. Analice la autoridad del topógrafo si (a) el lindero establecido es aceptable para ambos clientes y (b) el lindero no es aceptado por uno o ambos.

21.18 ¿Qué se requiere para la posesión adversa de un terreno?

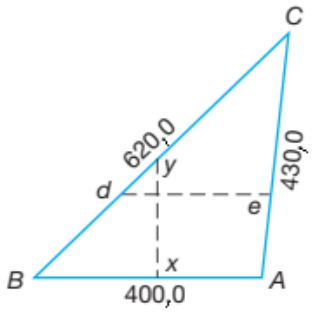
21.19 Calcule los cierres erróneos de los lotes 16 y 17 en la Figura 21.2. Con base en sus hallazgos, ¿sería este plano aceptable para su registro? Explique.

21.20* Calcule las áreas de los lotes 16 y 17 de la Figura 21.2.

21.21 Determine el cierre incorrecto del lote 50 de la Figura 21.2 y calcule su área.

21.22 Para la figura adjunta, utilizando una línea perpendicular a AB que pase por x, divida

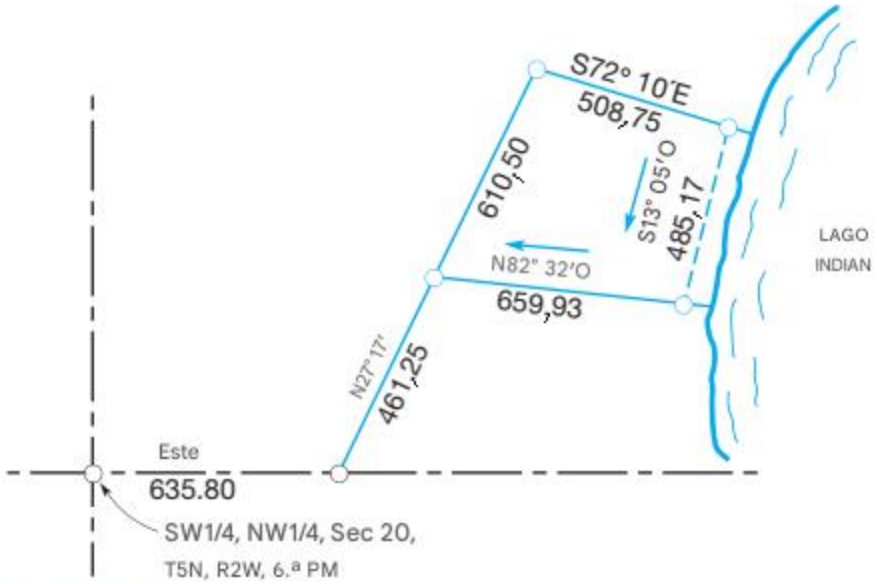
la parcela en dos partes iguales y determine las longitudes xy y By.



Problema 21.22

21.23 Para la figura del Problema 21.22, calcule la longitud de la línea de, paralela a BA, que dividirá el terreno en dos partes iguales. Indique las longitudes *Bd*, *de* y *eA*.

21.24 Prepare una descripción de linderos para la parcela que se muestra en la figura adjunta. Suponga que todas las esquinas están marcadas con varillas de acero de 1 pulgada de diámetro y una línea meándrica de 20 pies de distancia del lago Indian.

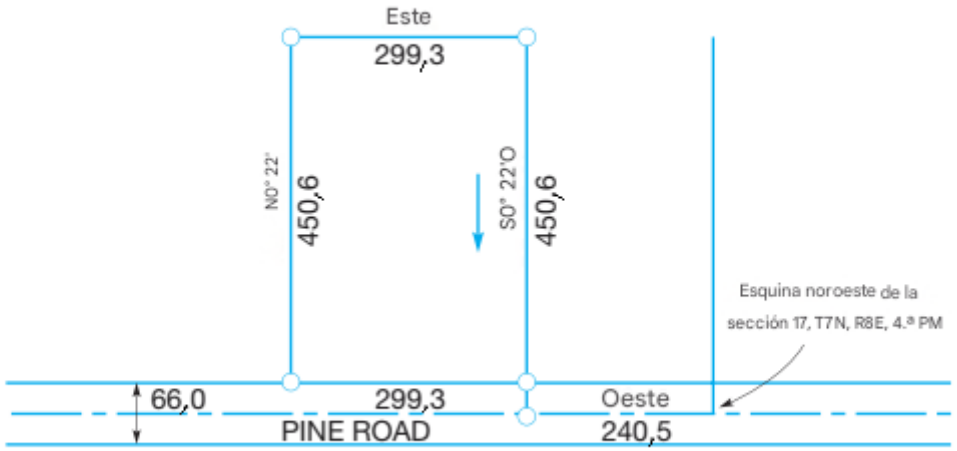


Problema 21.24

21.25 Dibuje un plano de la parcela del Problema 21.24 a una escala adecuada. Etiquete todos los mojones y las longitudes y direcciones de cada lindero en el dibujo. Incluya un título, escala, flecha de norte y leyenda.

21.26 Prepare una descripción de linderos para la propiedad que se muestra en la figura adjunta. Suponga que todas las esquinas están marcadas con tubos de hierro de 5 cm de diámetro.

21.27 Cree una parcela de 0,4 hectáreas en el lado oeste de la parcela del Problema 21.26 con una línea paralela al lindero oeste. Indique las longitudes y rumbos de todas las líneas para ambas parcelas nuevas.



Problema 21.26

21.28 Analice los límites de propiedad de una unidad de condominio.

21.29 Defina elementos comunes y elementos comunes limitados en relación con los condominios.

Proporcione ejemplos de cada uno.

21.30 ¿Qué tipos de mediciones suelen realizar los topógrafos al realizar trabajos

en proyectos de condominios?

BIBLIOGRAFÍA

Cliff, C., et al. 2008. "Major Andrew Ellicott's Survey of the First Southern Boundary of the United States." *Surveying and Land Information Science* 68 (No. 4): 251.

Deakin, A. K. 2007. "Debating the Boundary between Geospatial Technology and Licensed Land Surveying." *Surveying and Land Information Science* 68 (No. 1): 5.

Edwards, W. D. 2009. "Oklahoma v. Texas Court Case and Texas Land Surveying." *Surveying and Land Information Science* 69 (No. 2): 129.

Gletne, J. 2008. "Changes in Riparian Boundary Location Due to Accretion, Avulsion, and Erosion." *Surveying and Land Information Science* 68 (No. 1): 47.

Kellie, A. C. 2004. "Accretion, Avulsion, and Riparian Boundaries." *Surveying and Land Information Science* 64 (No. 1): 5.

Liuzzo, T. 2007. "Encroachments: To State or Not to State." *Professional Surveyor* 4 (No. 1): 32.

Marsico, S. A. 2009. "Deeds: Types, Formalities, and Warranties." *Surveying and Land Information Science* 69 (No. 3): 121.

Miller, C. 2007. "Monuments vs. Distance and Direction." *Surveying and Land Information Science* 67 (No. 2): 101.

van der Molen, P. 2007. "Corruption and Land Administration." *Surveying and Land Information Science* 67 (No. 1): 5.

Ovans, N., et al. 2008. "The Michigan–Indiana Border Survey." *Surveying and Land Information Science* 68 (No. 4): 209.

Schultz, R. 2006. "Education in Surveying: Fundamentals of Surveying Exam." *Professional Surveyor* 26 (No. 3): 38.

Coalter, J. S. 2004. "The Fabric of Surveying in America: Surveying Texas." *American Surveyor* 1 (No. 3): 20.

U.S. Department of the Interior, Bureau of Land Management. 1973. *Manual of Surveying Instructions* 1973. Washington, DC: U.S. Government Printing Office.

Wilson, D. A. 2005. "Rules of Evidence I: Judicial Notice." *Professional Surveyor* 25 (No. 3): 51.

_____ 2005. "Rules of Evidence II: Presumptions." *Professional Surveyor* 25 (No. 5): 50.

_____ 2005. "Rules of Evidence II: Exceptions to the Hearsay Rule." *Professional Surveyor* 25 (No. 9): 48.

_____ 2005. "Rules of the Game: Rules for Investigation." *Professional Surveyor* 25 (No. 11): 46.

_____ 2006. "Second Thoughts: Undoing a Survey." *Professional Surveyor* 26 (No. 1): 43.

■ 22.1 INTRODUCCIÓN

El término tierras públicas se aplica de forma amplia a las áreas que han estado sujetas a administración, levantamiento topográfico y transferencia de títulos a propietarios privados bajo las leyes de tierras públicas de los Estados Unidos desde 1785. Estas tierras incluyen aquellas entregadas al gobierno federal por los estados coloniales y las áreas más grandes adquiridas mediante compra (o tratado) a los nativos americanos o potencias extranjeras que habían ejercido soberanía previamente. Treinta estados, incluyendo Alaska, constituyen los estados de levantamiento topográfico de tierras públicas que han sido, o están siendo, subdivididos en parcelas rectangulares (véase la Figura 22.1). El área de estos estados representa aproximadamente el 72% de los Estados Unidos. El título de las tierras baldías, y por lo tanto la dirección sobre los levantamientos topográficos dentro de sus propios límites, fue conservado por los estados coloniales, los demás estados de Nueva Inglaterra y de la costa atlántica (excepto Florida), y posteriormente por los estados de Virginia Occidental, Kentucky, Tennessee, Texas y Hawái. En estas áreas, las leyes de tierras públicas de los Estados Unidos no han sido aplicables. Los lechos de los cuerpos de agua navegables no son de dominio público y no están sujetos a la inspección ni a la disposición por parte de los Estados Unidos. La soberanía reside en cada estado. La inspección y disposición de las tierras públicas se regían originalmente por dos factores:

1. El reconocimiento del valor de la subdivisión en cuadrícula, basado en la experiencia de las colonias y en otro levantamiento topográfico sistemático a gran escala: el Down Survey de 1656 en Irlanda.

2. La necesidad de las colonias de obtener ingresos de la venta de tierras públicas. Los beneficios económicos de su venta fueron decepcionantes, pero la visión de futuro de los planificadores al crear un sistema de subdivisión en cuadrícula merece reconocimiento.

Aunque desde 1785 se han vendido o cedido casi mil millones de acres de tierras públicas, aproximadamente un tercio del territorio del país sigue siendo de propiedad federal. La Oficina de Administración de Tierras de los Estados Unidos (BLM, por sus siglas en inglés), dependiente del Departamento del Interior, se creó en 1946 mediante la fusión del Servicio de Pastoreo de los Estados Unidos y la Oficina General de Tierras de los Estados Unidos, y es responsable de la topografía y la gestión de una parte importante de estas tierras federales.

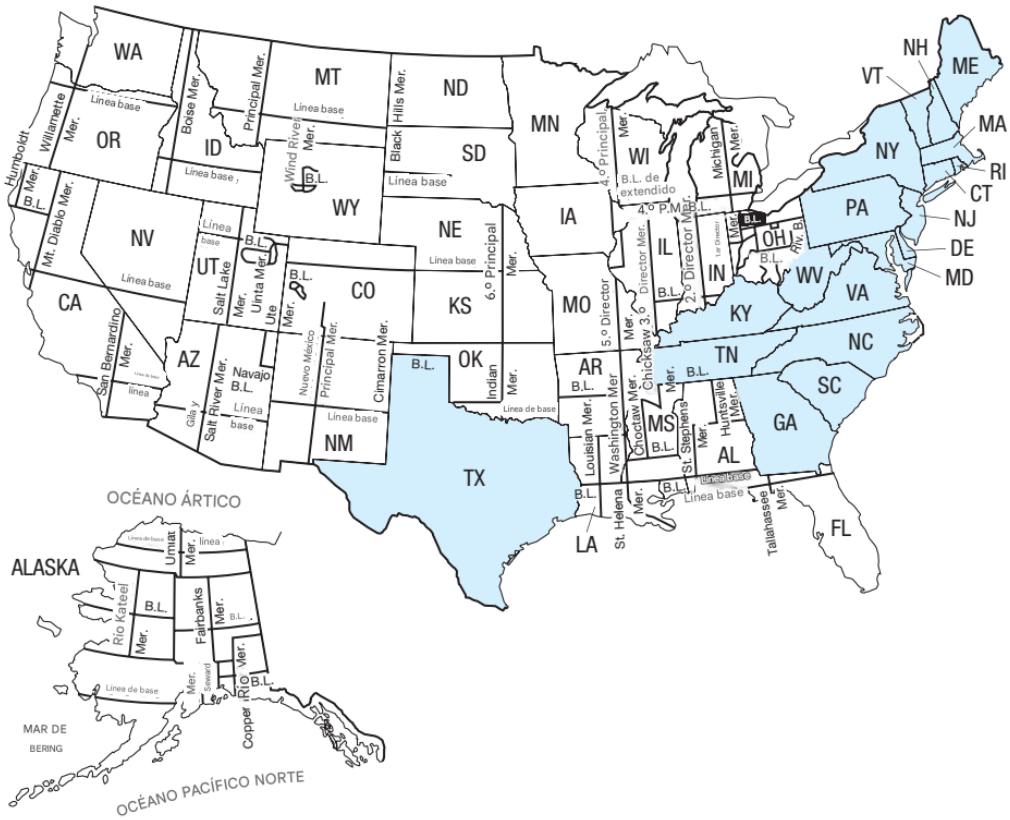


Figura 22.1

Áreas cubiertas por los levantamientos topográficos de tierras públicas, on el meridiano principal mostrado. Las áreas excluidas está sombreadas. (Hawái, aunque no se muestra en este mapa, también estaría sombreada. Texas tiene un sistema rectangular similar al sistema de tierras públicas de EE.UU.

■ 22.2 INSTRUCCIONES PARA LOS LEVANTAMIENTOS DE TIERRAS PÚBLICAS

El Sistema de Levantamientos de Tierras Públicas de los Estados Unidos (PLSS, por sus siglas en inglés) se inauguró en 1784 y el territorio inmediatamente al noroeste del río Ohio, en lo que hoy es el este de Ohio, sirvió como área de prueba. Se publicaron conjuntos de instrucciones para los levantamientos en 1785 y 1796. Posteriormente se publicaron manuales de instrucciones en 1855, 1881, 1890, 1894, 1902, 1930, 1947, 1973 y 2009. En 1796, el general Rufus Putnam fue nombrado primer Agrimensor General de los Estados Unidos, y en ese momento la numeración de las secciones cambió al sistema que se utiliza actualmente (véase el extracto del Manual de Instrucciones de Levantamiento de 1973 a continuación y la Figura 22.8). Cada agrimensor general sucesivo promulgó normas complementarias «según su propio criterio» hasta 1836, año en que se reorganizó la Oficina General de Tierras (GLO). No siempre se conservaban copias de las modificaciones e instrucciones para uso local ni se enviaban a la GLO en Washington.

Como resultado, ninguna oficina en los Estados Unidos tiene un conjunto completo de instrucciones bajo las cuales se suponía que se realizaron los levantamientos originales. Muchos de los levantamientos posteriores de tierras públicas se han realizado siguiendo los procedimientos que se describirán en este capítulo, o variaciones de los mismos. La tarea de los agrimensores actuales consiste principalmente en volver a trazar las líneas originales establecidas por los agrimensores anteriores del PLSS y/o subdividir aún más las secciones. Para llevar a cabo estas tareas, deben estar completamente familiarizados con las reglas, leyes, equipos y condiciones que regían a sus predecesores en un área determinada. Básicamente, las reglas de levantamiento establecidas en el Manual de Instrucciones de Agrimensura de 1973 son las siguientes:

Las tierras públicas se dividirán por líneas norte y sur trazadas según el meridiano verdadero, 1 y por otras que las crucen en ángulo recto, de manera que formen municipios de seis millas cuadradas. Las esquinas de los municipios deben estar marcadas con números progresivos desde el principio; cada distancia de una milla entre dichas esquinas también debe estar marcada de manera distintiva con marcas diferentes a las de las esquinas. El municipio se subdividirá en secciones, cada una con aproximadamente seiscientas cuarenta acres, trazando líneas paralelas de este a oeste y de sur a norte a una distancia de una milla entre sí (originalmente al final de cada dos millas, pero modificado en 1800), y marcando las esquinas a una distancia de media milla. Las secciones se numerarán,

respectivamente, comenzando con el número uno en la sección noreste, y continuando hacia el oeste y el este alternativamente a través del municipio con números progresivos hasta completar las treinta y seis.

En los manuales e instrucciones especiales se incluyen reglas adicionales de topografía que abarcan los cuadernos de campo, la subdivisión de secciones, el ajuste por exceso y deficiencia, y otros asuntos. Los topógrafos privados, contratados, recibían $2 por milla de línea trazada hasta 1796 y $3 por milla a partir de entonces. En ocasiones, el monto se ajustaba de acuerdo con la importancia de una línea, el terreno, la ubicación y otros factores. Con esta escasa tarifa, los agrimensores debían pagar y alimentar a un grupo de al menos cuatro personas mientras trabajaban y se desplazaban a lugares distantes. Tenían que trazar y marcar la línea (marcar los árboles raspando la corteza), establecer vértices y otras marcas, y proporcionar notas satisfactorias y una o más copias de los planos terminados. El sistema de contratos se descartó por completo en 1910. Ahora se nombra a agrimensores públicos. Dado que los meridianos convergen, es evidente que los requisitos de que "las líneas se ajusten a los meridianos verdaderos y los municipios tengan 6 millas cuadradas" son matemáticamente imposibles. Por lo tanto, se elaboró un elaborado sistema de subdivisión como solución práctica. Dos principios proporcionaron el marco legal para estabilizar las líneas en el terreno:

1. Los límites de los terrenos públicos establecidos por agrimensores debidamente designados son inmutables.

2. Los vértices originales de los municipios y secciones establecidos por los agrimensores deben considerarse los vértices verdaderos que pretendían representar, independientemente de que coincidan o no con el lugar indicado en las notas de campo.

1. Como se indicó anteriormente, el meridiano verdadero puede tomarse tanto astronómico como geodésico.

Dicho de otra manera, los topógrafos originales tenían un plano oficial con instrucciones detalladas para su diseño y presumiblemente establecieron las esquinas lo mejor que pudieron. Después de que el título pasó de los Estados Unidos, sus rincones establecidos (hitos), independientemente de los errores, se convirtieron en los legítimos. Por lo tanto, si los hitos han desaparecido, el propósito de los nuevos estudios es determinar dónde estaban, no dónde deberían haber estado. Corregir errores ahora alteraría demasiadas líneas de propiedad aceptadas y resultaría en una cantidad inmanejable de demandas. En general, el procedimiento para inspeccionar las tierras públicas prevé las siguientes subdivisiones:

1. División en cuadriláteros (tramos) de aproximadamente 24 millas de lado (después de aproximadamente 1840)

2. División de cuadrángulos en municipios (16), aproximadamente 6 millas de lado

3. División de municipios en secciones (36), aproximadamente 1 milla cuadrada

4. Subdivisión de secciones (generalmente por agrimensores locales)

Será útil que el propósito del sistema de cuadrícula era obtener secciones de 1 milla de lado. Con este fin, los estudios se realizaron de sur a norte y de este a oeste, y todas las discrepancias se arrojaron a las secciones que bordeaban los límites norte y oeste del municipio para obtener la mayor cantidad de secciones regulares posible. Aunque normalmente se siguió el método general de subdivisión descrito anteriormente, se modificaron procedimientos detallados en levantamientos realizadas en diferentes momentos en diversas áreas del país. Como ejemplos, las instrucciones para Nuevo México decían que sólo se trazarían líneas municipales donde la tierra se considerara no apta para el cultivo, y en Wisconsin las primeras cuatro líneas de corrección al norte de la línea de base estaban separadas por 60 millas en lugar de 24. Otro ejemplo actual se relaciona con los estudios en Alaska, donde la enorme inmensidad del área requiere cambios. Cuando Alaska obtuvo la categoría de estado en 1958, sólo se había inspeccionado el 2% de sus 375 millones de acres. Se establecieron prioridades para realizar los estudios restantes y se desarrollaron planes que requerían subdividir unos 155 millones de acres para ser transferidos a ese estado y a los nativos de Alaska. Para acelerar el proyecto, primero se establecieron los 18.651 municipios de Alaska basándose en diagramas de protracción y se determinó la latitud y longitud para cada esquina. Al ejecutar los estudios, se están colocando marcadores a intervalos de 2 millas en la mayoría de las áreas y se está utilizando ampliamente el GPS. Pero

incluso con esta tecnología moderna y procedimientos relajados, con tanta superficie involucrada, se necesitarán muchos años para completar el trabajo. Las distancias dadas en las instrucciones estaban en cadenas y millas. La cadena particular a la que se hace referencia es la cadena Gunters, que tenía 66 pies de largo. Fue seleccionado por dos razones: (1) era el mejor dispositivo de medición disponible para los topógrafos en los Estados Unidos al inicio del PLSS y (2) tenía una relación conveniente con la varilla, la milla y el acre, es decir, 1 cadena (ch) = 4 varillas, 80 ch = 1 milla y 10 cadenas cuadradas (ch2) = 1 acre. La cadena de Gunter se introdujo en este texto como unidad de longitud en la Sección 2.2.

La figura 22.2 ilustra la cadena de Gunter. Tenía 100 eslabones, cada eslabón equivalía a 0,66 pies o 7,92 pulgadas. Los eslabones estaban hechos de alambre pesado, tenían un bucle en cada extremo y estaban unidos por tres anillos. Los extremos exteriores de las manijas sujetas a los eslabones de los extremos eran las marcas de 0 y 66 pies. Se fijaron etiquetas con uno, dos, tres y cuatro dientes a los eslabones 10.º, 20.º, 30.º y 40.º, respectivamente, desde ambos extremos de la cadena.

Figura 22.2

Cadena de Gunter

El eslabón número 50 estaba marcado con una etiqueta redonda. Estas etiquetas ahorraron tiempo al medir longitudes de cadena parciales. Con sus numerosas superficies de eslabón y anillo sujetas a desgaste por fricción, el uso intenso alargó la cadena y su longitud tuvo que ajustarse mediante pernos en las manijas. Las distancias medidas con las cadenas de Gunter se registraron en cadenas y eslabones o en cadenas y decimales de cadenas; por ejemplo, 7 ch 94,5 lk o 7,945 ch. Se estimaron las partes decimales de los enlaces. Las cadenas de Gunter ya no se fabrican y hoy en día rara vez se utilizan. Sin embargo, los numerosos estudios de cadenas registrados obligan al practicante moderno a comprender los límites de precisión posibles con este equipo y la conversión de distancias registradas en cadenas y eslabones a pies o metros. Las descripciones de los procedimientos de campo para realizar estudios PLSS que se dan en las siguientes secciones de este capítulo están tomadas del Manual de instrucciones de topografía de 1973. 2 Nuevamente, debido a que las longitudes frecuentemente se dan en cadenas, la familiaridad con esta unidad de medida es esencial para comprender el material presentado. Por supuesto, los topógrafos que hoy participan en el trabajo PLSS probablemente usarían instrumentos de estación total y medirían distancias electrónicamente o emplearían equipos GNSS, pero las distancias citadas y los mismos principios básicos descritos aún se aplican.

■ 22.3 PUNTO INICIAL

Thomas Jefferson reconoció la importancia de los estudios de propiedad y sirvió como presidente de un comité para desarrollar un plan para ubicar y vender las tierras del oeste. Su informe al Congreso Continental en 1784, adoptado como ordenanza en El 20 de mayo de 1785 exigía que se trazaran y marcaran líneas topográficas antes de la venta de tierras. ¡Muchas de las disputas de propiedad actuales se habrían eliminado si se hubieran vuelto a inspeccionar todos los límites de la propiedad y se hubieran verificado y/o colocado los hitos antes de que las ventas fueran definitivas! La subdivisión de las tierras públicas se hizo necesaria en muchas áreas a medida que los colonos llegaron y se

presentaron reclamaciones mineras u otras tierras. La esperanza inicial de que los levantamientos precedieran al asentamiento no se cumplió. A medida que los colonos avanzaban hacia el oeste, en cada área donde se necesitaba una cantidad sustancial de estudios topográficos, se establecía un punto inicial dentro de la región a estudiar. Fue localizado mediante observaciones astronómicas. El manual de 1902 fue el primero en especificar un hito indestructible, preferiblemente un perno de cobre, firmemente asentado en una saliente de roca si era posible y atestiguado por soportes de roca. En total se han fijado treinta y siete puntos iniciales, cinco de ellos en Alaska. Un punto inicial se ilustra cerca del centro de la Figura 22.3.

2. En el momento de esta impresión, el Manual de Instrucciones de 2009 estuvo disponible en el Congreso Americano de Topografía y Cartografía en http://www.acsm.net.

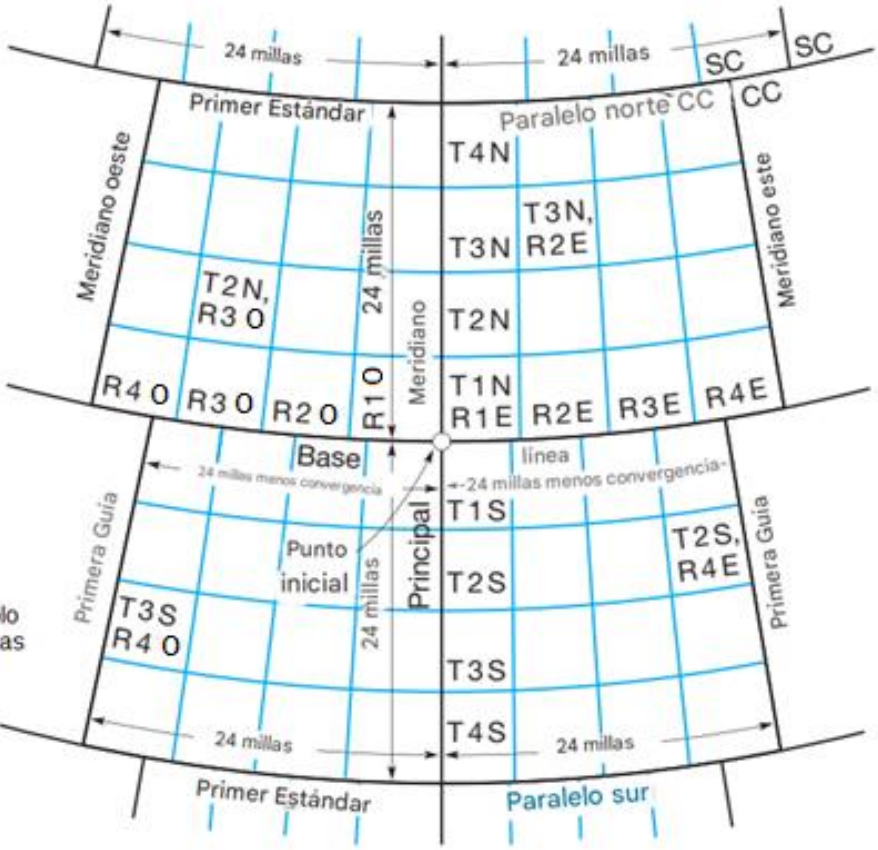


Figura 22.3
Levantamiento de cuadrángulos (sólo se identifican algunas de las esquinas estándar y las esquinas de cierre).

■ 22.4 MERIDIANO PRINCIPAL

Desde cada punto inicial, se trazó una línea norte-sur verdadera llamada meridiano principal (Prin. Mer. o PM) hacia el norte y/o el sur hasta los límites del área a cubrir. Generalmente, se utilizó un accesorio solar, un dispositivo para resolver mecánicamente las matemáticas del triángulo astronómico. Se colocaron hitos para las esquinas de sección y cuarto de sección cada 40 ch, y en las intersecciones con todos los cuerpos de agua serpenteantes (arroyos de 3 ch o más de ancho, y lagos que cubren 25 acres o más). Se suponía que la línea estaba dentro de **3'** de la dirección cardinal. Se requirieron dos conjuntos independientes de mediciones lineales para verificar dentro de 20 lk (13,2 pies)/80 ch, lo que corresponde a una relación de precisión de solo 1/400. La diferencia admisible entre conjuntos de mediciones ahora está limitada a 7 lk/80 ch (relación de precisión de 1/1140). Las áreas dentro de un sistema de meridianos principales varían mucho como se muestra en la Figura 22.1.

■ 22.5 LÍNEA BASE

Desde el punto inicial, se extendió una línea base hacia el este y/o el oeste como un paralelo verdadero de latitud hasta los límites del área a cubrir. Como se requería en el meridiano principal, se colocaron hitos para las esquinas de sección y cuarto de sección cada 40 ch, y en las intersecciones con todos los cuerpos de agua meandriformes. Los cierres permisibles fueron los mismos que para el meridiano principal. Las líneas base son en realidad curvas circulares

en la superficie de la tierra, y se trazaron con cuerdas de 40 ch por el (1) método solar, (2) método de la tangente o (3) método de la secante. Estos se describen brevemente a continuación:

1. Método solar.

Se realiza una observación del sol para determinar la dirección del norte astronómico. Luego se gira un ángulo recto y se extiende una línea 40 ch, donde se repite el proceso. La serie de líneas así establecidas, con un ligero cambio de dirección cada media milla, se aproxima mucho a un paralelo verdadero. Obviamente, si el sol está oscurecido, el método no se puede utilizar.

2. Método de la tangente.

Este método para trazar un paralelo verdadero se ilustra en la Figura 22.4. Se gira un ángulo de 90° hacia el este o hacia el oeste, según se requiera desde un meridiano astronómico, y se establecen vértices cada 40°. Al mismo tiempo, se toman las compensaciones adecuadas, que aumentan con la latitud, de las Tablas de Campo Estándar emitidas por la BLM, y se miden hacia el norte desde la tangente al paralelo. En el ejemplo mostrado, las compensaciones en los enlaces son 1, 2, 4, 6 1/2, 9, 12 1/2, 16 1/2, 20 1/2, 25 1/2, 31 y 37. El error resultante de tomar compensaciones en ángulo recto en lugar de compensaciones a lo largo de las líneas convergentes es insignificante. La principal objeción al método de la tangente es que el paralelo se desvía considerablemente de la tangente, por lo que a veces es necesario borrar tanto la tangente como la paralela para despejar las líneas de visión.

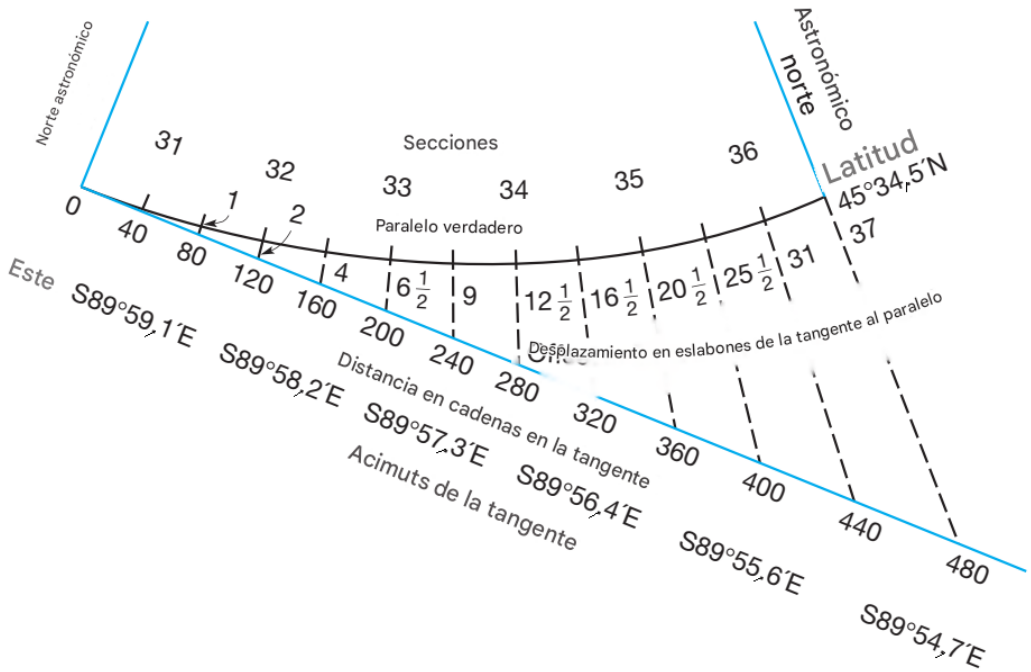


Figura 22.4

Trazado del paralelo por el método de la tangente. (Adaptado del manual de instrucciones de topografía de 1973 de EE.UU. Departamento del interior, Oficina de Administración de Tierras).

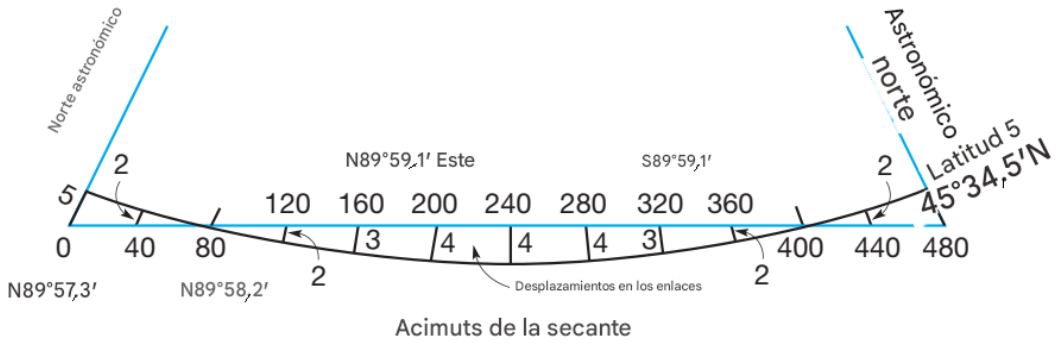


Figura 22.5

Trazado de paralelos por el método de la secante. (Adaptado del manual de instrucciones de Topografía de 1973 del Departamento del Interior de EE.UU, Oficina de Administración de Tierras).

3. Método de la secante.

Este método para trazar un paralelo astronómico se muestra en la Figura 22.5. En realidad, es una modificación del método de la tangente en el que se traza una línea paralela a la tangente en el punto de 3 millas (centro) que pasa por los puntos de 1 y 5 millas para producir desplazamientos mínimos. El trabajo de campo incluye establecer un punto

en el meridiano verdadero, al sur de la esquina inicial, a una distancia tomada de las Tablas de Campo Estándar para la latitud del paralelo deseado. El ángulo de rumbo adecuado de la misma tabla se gira hacia el este o el oeste desde el meridiano astronómico para definir la secante, que luego se proyecta 6 millas. Los desplazamientos, que también aumentan con el incremento de la latitud, se miden al norte o al sur desde la secante hasta el paralelo. Las ventajas del método de la secante son que los desplazamientos son pequeños y se pueden medir perpendicularmente a la secante sin un error apreciable. Por lo tanto, se reduce la cantidad de desmonte.

■ 22.6 PARALELOS ESTÁNDAR (LÍNEAS DE CORRECCIÓN)

Después de trazar el meridiano principal y la línea base, se trazan paralelos estándar (Stan. Par. o SP), también llamados líneas de corrección, como paralelos verdaderos de latitud separados por 24 mi de la misma manera que se trazó la línea base. Se marcan todos los vértices de 40 ch. Los paralelos estándar se muestran en la Figura 22.3. En algunos levantamientos topográficos antiguos, los paralelos estándar se colocaron a intervalos de 30, 36 o 60 mi. Los paralelos estándar se numeran consecutivamente al norte y al sur de la línea base; por ejemplo, primer paralelo estándar norte y tercer paralelo estándar sur.

■ 22.7 MERIDIANOS GUÍA

Los meridianos guía (MG) (GM en inglés) se trazan hacia el norte (astronómico) desde la línea base y los paralelos estándar a intervalos de 24 millas al este y al oeste del meridiano principal, de la misma manera que se trazó el meridiano principal y con los mismos límites de error. Antes de comenzar el trabajo, se debe verificar la cadena o cinta métrica midiendo 1 milla en la línea base o el paralelo estándar. Se marcan todos los vértices de 40 ch. Debido a que los meridianos convergen, se establece un vértice de cierre (VC)(CC en inglés) en la intersección de cada meridiano guía y paralelo estándar o línea base (véase la Figura 22.3). La distancia desde el vértice de cierre hasta el vértice estándar (VE)(SC en inglés), que se estableció al trazar el paralelo, se mide y se registra en las notas como verificación. Cualquier error en el meridiano guía de 24 millas de longitud se coloca en la media milla más septentrional.

Los meridianos guía se numeran consecutivamente al este y al oeste del meridiano principal; por ejemplo, el primer meridiano guía oeste y el cuarto meridiano guía este. Las líneas de corrección y los meridianos guía, establecidos según las instrucciones, crearon cuadrángulos (o tractos) cuyas dimensiones nominales son de 24 mi de lado. Estos se muestran en la Figura 22.3.

■ 22.8 EXTERIORES DE MUNICIPIOS, LÍNEAS MERIDIONALES (DE RANGOS) Y LÍNEAS LATITUDINALES (DE MUNICIPIOS)

La división de un cuadrángulo, o tracto, en municipios se realiza trazando líneas de rango (R) y de municipio (T o Tp). Las líneas de rango son meridianos astronómicos que pasan por las esquinas estándar de los municipios previamente establecidas a intervalos de 6 mi en la línea base y los paralelos estándar. Se extienden hacia el norte para intersecar el siguiente paralelo estándar o línea base y cerrar las esquinas establecidas (véanse las Figuras 22.3 y 22.6). Los límites de los municipios son líneas este-oeste que conectan las esquinas de los municipios previamente establecidas a intervalos de 6 millas en el meridiano principal, los meridianos guía y las líneas de alcance. La convergencia angular de dos meridianos depende de la latitud y la distancia entre ellos. La convergencia lineal depende de las mismas dos variables, más la longitud de la extensión de los meridianos. Las fórmulas para la convergencia angular y lineal de los meridianos (derivadas en diversos textos de geodesia) son las siguientes:

$$\theta = 52.13\, d \tan \phi \qquad (22.1)$$

y

$$c = \frac{4}{3} Ld \tan \phi \quad \text{(ligera aproximación)} \qquad (22.2)$$

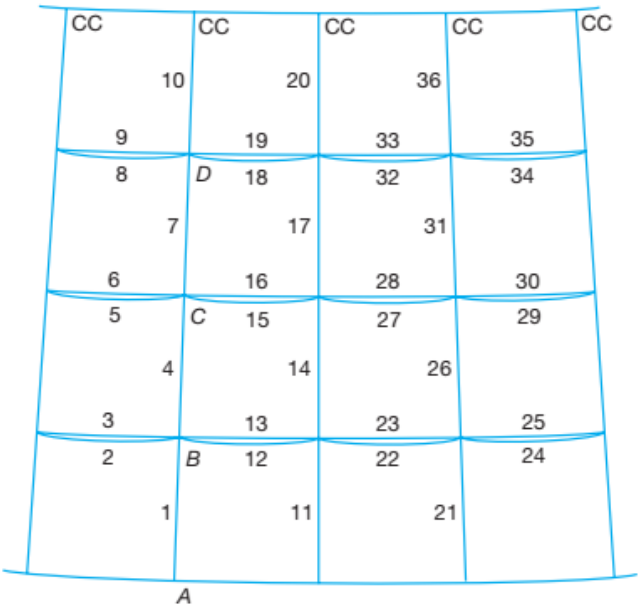


Figura 22.6

Orden de las líneas de trazado para la subdivisión de un cuadrilátero en municipios.

donde θ es el ángulo de convergencia (en segundos); d la distancia entre meridianos (en millas), en un paralelo; $\emptyset$ la latitud media; c la convergencia lineal (en pies); y L la longitud de los meridianos (en millas).

■ Ejemplo 22.1

Calcule la convergencia angular a 40°25' de latitud norte entre dos meridianos guía adyacentes.

Solución

mediante la ecuación (22.1) (los meridianos guía están separados por 24 millas).

$$\theta = 52{,}13(24) \tan 40°25' = 1065'' = 17'45''$$

■ Ejemplo 22.2

Determine la distancia que debería existir entre la esquina estándar y su esquina de cierre (si no hubiera errores de medición) para una línea de alcance 12 mi al este del meridiano principal, extendida 24 mi al norte a una latitud media de 43°10'

Solución

Por la ecuación (22.2)

$$c = \frac{4}{3}(24)\ (12) \tan 43°10' = 360{,}18 \text{ pies}$$

■ 22.9 DESIGNACIÓN DE MUNICIPIOS

Un municipio se identifica mediante una descripción única basada en el meridiano principal que lo rige. Las filas norte y sur de los municipios se denominan rangos y se numeran consecutivamente al este y al oeste del meridiano principal, como se indica en la Figura 22.3. Las filas este y oeste de los municipios se denominan niveles y se numeran al norte y al sur de la línea base. Por práctica común, el término "nivel" suele sustituirse por "municipio" al designar las filas. Un municipio individual se identifica por su número al norte o al sur de la línea base, seguido del número al este o al oeste del meridiano principal. Un ejemplo es Municipio 7 Sur, Rango 19 Este, del Sexto Meridiano Principal. Abreviado, esto se convierte en T 7 S, R 19 E, 6.º PM.

■ 22.10 SUBDIVISIÓN DE UN CUADRÁNGULO EN MUNICIPIOS

El método que se debe utilizar para subdividir un cuadrángulo en municipios está fijado por las normas del Manual de Instrucciones de Agrimensura. Según las normas anteriores, los límites de los municipios debían estar dentro de los 21 minutos de la dirección cardinal.

Posteriormente, este tiempo se redujo a 14 minutos para mantener las líneas interiores dentro de un margen de 21 minutos respecto al punto cardinal.

El procedimiento detallado para subdividir un cuadrángulo en municipios se puede describir como una serie de pasos diseñados para producir, en última instancia, el máximo número de secciones regulares con el mínimo desplazamiento improductivo del equipo de campo.

El orden de trazado de las líneas se muestra mediante números consecutivos en la Figura 22.6. Algunos detalles se describen en los siguientes pasos:

1. Comience en la esquina sureste del municipio suroeste, punto A, después de comprobar la cadena o cinta métrica con una medida de 1 milla en el paralelo estándar.

2. Trace la línea hacia el norte por el meridiano astronómico durante 6 millas (línea 1 de la Figura 22.6), estableciendo esquinas alternas de sección y cuarto de sección cada 40 ch. Establezca la esquina B del municipio.

3. Desde B, trace una línea aleatoria (línea 2 de la Figura 22.6) hacia el oeste para intersecar el meridiano principal. Establezca vértices temporales cada 40 ch.

4. Si la línea aleatoria tiene un exceso o deficiencia de 3 ch o menos (considerando la convergencia) y una caída al norte o al sur de 3 ch o menos, la línea se acepta.

Luego se corrige (línea 3) y todos los vértices se establecen en sus posiciones correctas. Cualquier exceso o deficiencia se traslada a la media milla más occidental.

El método para corregir una línea aleatoria con un exceso de 1 ch y una caída al norte de 2 ch se muestra en la Figura 22.7.

5. Si la línea aleatoria se desvía del vértice por más de los 3 ch permitidos, los cuatro lados del municipio deben repasarse.

6. Se sigue el mismo procedimiento hasta llegar al vértice sureste D del municipio más septentrional. Desde D, la línea de rango 10 se continúa como un meridiano astronómico hasta intersecar el paralelo estándar o línea base, donde se establece un vértice de cierre. Todo exceso o deficiencia en las 24 millas se traslada a la media milla más septentrional.

7. El segundo y tercer rango de municipios se trazan de la misma manera, comenzando en la línea sur del cuadrilátero.

8. Mientras se traza el tercer rango, también se proyectan líneas aleatorias hacia el este y se corrigen, y cualquier exceso o deficiencia se traslada a la media milla más occidental. (En esta línea, es posible que todos los puntos deban moverse diagonalmente a la línea corregida, en lugar de solo el último punto, como en la Figura 22.7).

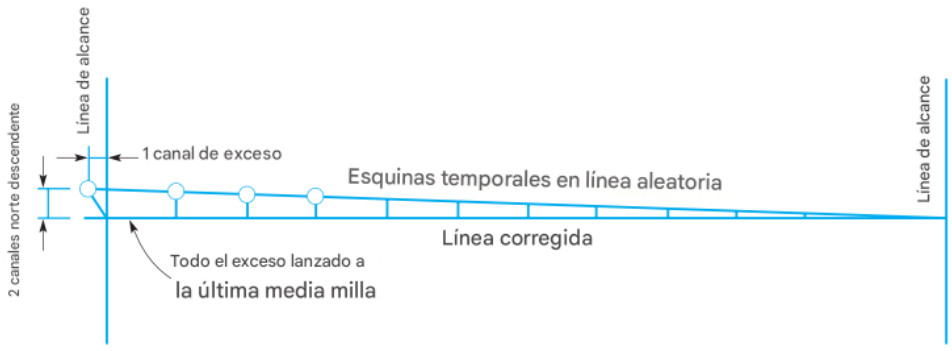


Figura 22.7
Corrección de la línea aleatoria por exceso y caída

■ 22.1 1 SUBDIVISIÓN DE UN MUNICIPIO EN SECCIONES

Las secciones ahora están numeradas del 1 al 36, comenzando en la esquina noreste de un municipio y terminando en la esquina sureste, como se muestra en la Figura 22.8. El método utilizado para subdividir un municipio se puede describir más fácilmente como una serie de pasos para producir el número máximo de secciones regulares de 1 mi de lado. Las líneas se trazaron en el siguiente orden:

1. Establecerse en la esquina sureste del municipio, punto A y observar el meridiano astronómico. Recorrer la línea de alcance hacia el norte y la línea del municipio hacia el oeste durante 1 mi para comparar el meridiano, las lecturas de la aguja y las distancias con cinta con las registradas.

2. Desde la esquina suroeste de la sección 36, correr hacia el norte paralelo con el límite este del municipio. Establecer las esquinas de cuarto de sección y sección en la línea 1 (Figura 22.8).

3. Desde la esquina de la sección recién establecida, trace una línea aleatoria paralela al límite sur del municipio hacia el este hasta la línea de rango. Establezca una esquina de cuarto temporal en 40 ch.

4. Si la distancia de 80 ch en la línea aleatoria está dentro de 50 lk, o distancia descendente, la línea es aceptada. Se calcula la línea correcta y se ubica una esquina de cuarto en el punto medio de la línea BC que conecta la esquina C establecida previamente y la nueva esquina de sección B.

5. Si la línea aleatoria no alcanza la esquina por más de los 50 lk permitidos, se deben volver a verificar las líneas del municipio y determinar la fuente del error.

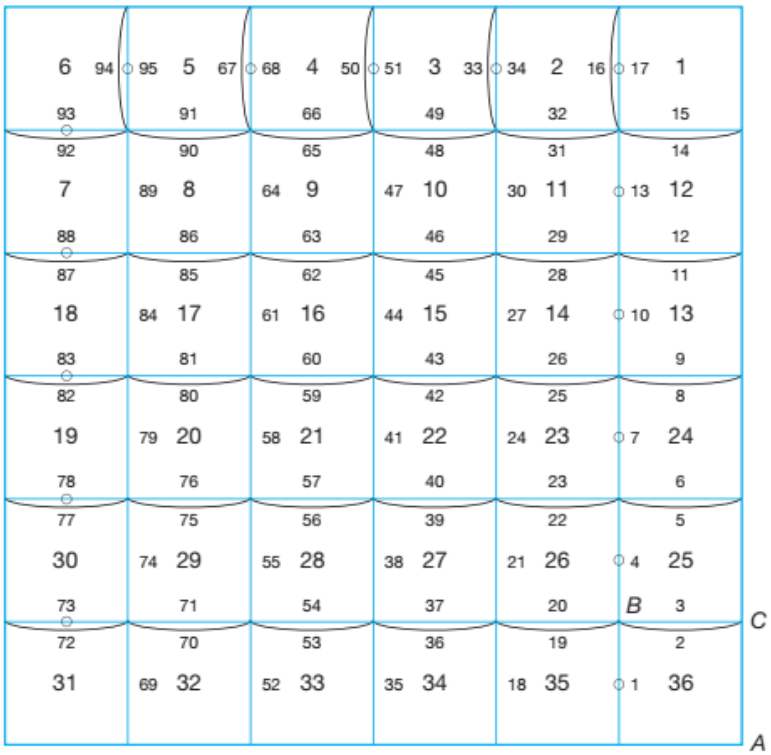


Figura 22.8
Orden de trazado de las líneas para la subdivisión de un municipio en secciones.

6. El tramo este de secciones se traza de manera similar hasta llegar a la esquina suroeste de la sección 1. Desde este punto, se continúa la línea hacia el norte para conectar con la esquina norte de la sección del municipio. Se establece una esquina de cuarto de círculo a 40 ch de la esquina sur de la sección (en la línea 17, corregida posteriormente en manuales posteriores). Todas las discrepancias en las 6 millas se acumulan en la última media milla.

7. Se trazan tramos sucesivos de secciones a través del municipio hasta completar los primeros cuatro. Todas las líneas norte-sur son paralelas al lado este del municipio. Todas las líneas este-oeste se trazan aleatoriamente paralelas a la línea de límite sur y luego se corrigen.

8. Al trazar el quinto tramo, se proyectan líneas aleatorias tanto hacia el oeste como hacia el este. Los vértices de los cuartos en el rango oeste se establecen a 40 ch del lado este de la sección, y todo exceso o deficiencia resultante de los errores y la convergencia se concentra en la media milla más occidental.

9. Si el lado norte del municipio es un paralelo estándar, las líneas hacia el norte, que discurren paralelas al límite este del municipio, se proyectan sobre la línea de corrección y se establecen los vértices de cierre. La distancia a la esquina más cercana se mide y registra.

10. Los rumbos de las líneas de sección interior norte-sur para cualquier latitud se pueden obtener aplicando correcciones de tablas para la convergencia a una distancia dada del límite este.

Al colocar el efecto de la convergencia meridiana en la media milla más occidental del municipio y todos los errores hacia el norte y el oeste, se obtienen 25 secciones regulares nominalmente de **1 mi²**. Además, la mitad sur de las secciones 1, 2, 3, 4 y 5; La mitad este de las secciones 7, 18, 19, 30 y 31, y el cuarto sureste de la sección 6 son todas de tamaño regular.

■ 22.12 SUBDIVISIÓN DE SECCIONES

Una sección era la unidad básica del sistema de la Oficina General de Tierras, pero los terrenos a menudo se registraban en parcelas más pequeñas que una sección. Los agrimensores locales y otros profesionales realizaban la subdivisión de secciones a medida que los propietarios tomaban posesión de los terrenos. La Oficina de Administración de Tierras (BLM) proporciona directrices sobre la forma correcta y prevista de subdividir una sección. Para dividir una sección en cuartos de sección (nominalmente 160 acres), se trazan líneas rectas entre las esquinas opuestas de los cuartos de sección previamente establecidas o restablecidas. Esta regla se aplica independientemente de si las esquinas de los cuartos de sección son equidistantes de las esquinas de las secciones adyacentes. Debido principalmente a los depósitos subterráneos de mineral, que causaban grandes errores de atracción local en la orientación de la brújula, ¡un cuarto de sección en un municipio de Wisconsin contiene 640 acres!

Para dividir un cuarto de sección en cuartos de sección (nominalmente 40 acres), se trazan líneas rectas entre las esquinas opuestas de los cuartos de sección, establecidas en los puntos medios de los cuatro lados del cuarto de sección. Se sigue el mismo procedimiento para obtener subdivisiones más pequeñas.

Si los cuartos de sección se encuentran al norte o al oeste de un municipio, las esquinas de los cuartos de sección se ubican a 20 ch de las esquinas este o sur, o mediante una medición proporcional simple (véase la Sección 22.19) sobre la línea si la longitud total en el terreno no coincide con la registrada.

■ 22.13 SECCIONES FRACCIONARIAS

En las secciones divididas por ríos, lagos u otros cuerpos de agua, los lotes se forman bordeando el cuerpo de agua y se numeran consecutivamente a lo largo de la sección (véase la Sección 8 en la Figura 22.9). Los límites de los lotes generalmente siguen las líneas de cuarto de sección y de cuarto-cuarto de sección, pero se evitan longitudes extremas o anchos estrechos, así como áreas de menos de 5 acres o más de 45 acres. Los cuartos de sección a lo largo de los límites norte y oeste de un municipio, que se vuelven irregulares por discrepancias en las mediciones y convergencia de las líneas de rango, generalmente se numeran como lotes (véase la Figura 22.9). Las líneas de los lotes no se trazan físicamente en el terreno. Al igual que las líneas de cuarto de sección, simplemente se indican en los planos mediante protrusión (subdivisiones de parcelas sólo en papel). Las áreas necesarias para la venta de los lotes se calculan a partir de los planos.

■ 22.14 NOTAS

Las notas de campo de muestra para cada uno de los varios tipos de líneas que se deben trazar se muestran en varios manuales de instrucciones. El registro real debía seguir fielmente los conjuntos de modelos. Las notas originales, o copias de ellas, se conservan en una oficina de tierras en cada estado para beneficio de todas las personas interesadas.

■ 22.1 5 ESQUEMA DE LOS PASOS DE SUBDIVISIÓN

Los puntos pertinentes en la subdivisión de cuadrángulos en municipios, y municipios en secciones, se resumen en la Tabla 22.1.

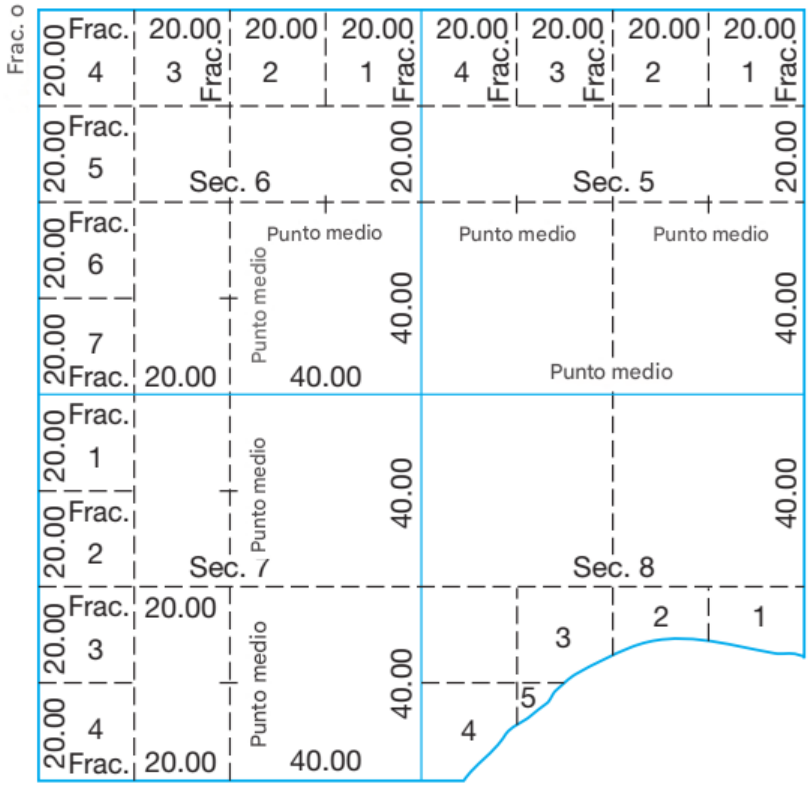


Figura 22.9
Subdivisión de secciones regulares y fraccionarias.

TABLA 22.1 PASOS DE SUBDIVISIÓN

Elemento	Subdivisión de un cuadrilátero	Subdivisión de un municipio
Punto de partida	Esquina SE del municipio SO	Esquina SO de la sección SE (36)
Líneas meridionales		
Nombre	Línea de rango	Línea de sección
Dirección	Norte astronómico	Norte, paralelo a la línea de rango este
Longitud	6 millas = 480 ch	1 milla = 80 ch
Establecimiento de las esquinas	Esquinas de cuarto de sección y sección a 40 y 80 ch alternativamente	Esquina de cuarto de sección a 40 ch; esquina de sección a 80 ch
Líneas latitudinales		
Nombre	Línea del municipio	Línea de sección
Dirección aleatoria	Paralelo este-oeste verdadero	Este, paralelo al lado sur de la sección
Longitud	6 millas menos convergencia	1 milla
Error permisible	3 ch, longitud o caída	50 lk, longitud de caída
Distribución del error		
Caída	Las esquinas se movieron proporcionalmente de la línea aleatoria a la línea verdadera	La esquina se movió proporcionalmente desde la línea aleatoria hasta la línea verdadera
Distancia	Todo el error se concentra en el cuarto oeste de la sección	El error se dividió equitativamente entre los cuartos de sección

(El trabajo se repite hasta llegar al lado norte del área. A continuación, se subdivide la última área al norte del rango de municipios y secciones).

Caso I. Cuando la línea al norte es un paralelo estándar		
Elemento	Subdivisión de un cuadrángulo	Subdivisión de un municipio
Dirección de la línea	Norte astronómico	Norte, paralelo a la línea de alcance este
Distribución del error en la longitud	Colocado en la sección del cuarto norte	Colocado en la sección del cuarto norte
Esquina colocada al final	Esquina de cierre	Error de cierre
Errores permisibles	Especificado en el Manual de Instrucciones de Topografía	Especificado en el Manual de Instrucciones de Topografía
Caso II. Cuando la línea al norte no es un paralelo estándar		
Elemento	Subdivisión de un cuadrángulo	Subdivisión de un municipio
Dirección de la línea	Sin caso	Norte aleatorio y corrección de vuelta a la esquina de la sección ya establecida
Distribución del error en la longitud		Igual que el Caso I

TABLA 22.1 (CONTINUACIÓN)

Elemento	Subdivisión de un cuadrilátero	Subdivisión de un municipio
[Otros rangos de municipios y secciones continúan hasta que se hayan trazado todos menos dos.]		
Ubicación de los dos últimos rangos	En el lado este del terreno	En el lado oeste del municipio
Penúltimo rango subdividido	Como antes	Como antes
Último rango		
Dirección aleatoria	Este verdadero	Oeste, paralelo al lado sur de la sección
Longitud nominal	6 millas menos de convergencia	1 milla menos de convergencia
Corrección de esquinas temporales	Esquinas movidas proporcionalmente de la línea aleatoria a la línea verdadera	Esquinas movidas proporcionalmente de la línea aleatoria a la línea verdadera
Distribución del error de cierre	Esquinas movidas hacia el oeste (o hacia el este) para colocar el error en el cuadrante oeste de la sección	Las esquinas se colocan en la línea verdadera de modo que el error total caiga en el cuadrante oeste de la sección

■ 22.16 MARCADO DE ESQUINAS

En los estudios originales se aprobaron y utilizaron diversos materiales para los hitos. Estos incluían fosas y montículos, piedras, postes de madera, carbón vegetal y botellas. Un tubo de hierro aleado con revestimiento de zinc, de 2 1/2 pulgadas de diámetro exterior y 30 pulgadas de largo, con tapa de latón, es ahora el estándar. El extremo inferior del tubo está dividido varias pulgadas para formar bridas que ayudan a mantenerlo en su lugar en el suelo. Se permiten sustituciones para este hito estándar cuando estén autorizadas. Los marcadores fabricados especialmente se están volviendo comunes. Un tipo tiene una parte superior que se rompe, de modo que si es golpeado accidentalmente, por ejemplo, por un arado o una excavadora, la parte superior de la estaca se romperá, pero la parte inferior permanecerá en su lugar. Otro tipo utiliza un pequeño dispositivo magnético adjunto para ayudar a recuperarlo con un detector de metales. En afloramientos rocosos, se especifica una placa de latón de 3 1/4 pulgadas de diámetro con un vástago de 3 1/2 pulgadas. Las piedras y los postes se marcaban con una a seis muescas en una o dos caras. Estas disposiciones

identifican un hito como una sección o esquina de municipio en particular. Cada muesca representa 1 milla de distancia a una línea o esquina de municipio. Los hitos de cuarto de sección se marcaban con la fracción "1/4" en una sola cara. En las praderas, donde las piedras grandes y los árboles eran escasos, se utilizaba un sistema de fosos y montículos para marcar las esquinas. Diferentes grupos de fosos y montículos, de 12 pulgadas de profundidad y 18 pulgadas cuadradas, designaban esquinas de varias clases. Sin embargo, a menos que algún otro tipo de marca perpetuara estos marcadores, estas esquinas se perdían desafortunadamente en la primera labranza.

■ 22.1 7 ESQUINAS DE TESTIGO

Siempre que fue posible, los hitos se atestiguaban mediante dos o tres objetos adyacentes, como árboles y afloramientos rocosos. Los árboles portadores se marcaban en el lado que daba a la esquina y se señalaban con herramientas de trazado.

Cuando una esquina regular caía en un arroyo, estanque, pantano u otro lugar donde era impracticable colocar una marca, se colocaban esquinas testigos (WC) en una o varias líneas que conducían a la esquina. Se añadían las letras WC a todos los marcadores de esquinas testigos, y las esquinas testigos también eran atestiguadas.

■ 22.18 ESQUINAS DE MEANDRO

Una esquina de meandro (MC) se establecía en líneas de levantamiento que intersectaban la orilla de un arroyo con un ancho mayor a 3 ch, o un lago, pantano u otro cuerpo de agua de 25 acres o más. La distancia a la esquina de sección o esquina de cuarto de sección más cercana se medía y registraba en las notas. Se colocaba un hito y se marcaba MC en el lado que daba al agua, y se anotaba el testigo habitual. Si era factible, la línea se extendía a través del arroyo u otro cuerpo de agua mediante triangulación hasta otra esquina colocada en línea en la orilla más alejada. Una poligonal unía esquinas de meandro sucesivas a lo largo de las orillas de arroyos o lagos y seguía lo más fielmente posible las sinuosidades de la orilla. Calculando la posición de la nueva esquina de meandro y comparándola con su posición conocida en una línea de levantamiento topográfico se verificaba la poligonal. Las líneas de meandro siguen la marca media de la marea alta y se utilizan sólo para trazar y extender el área. No son límites que definan los límites de la propiedad adyacente al agua.

■ 22.19 ESQUINAS PERDIDAS Y OBLITERADAS

Un problema común en los nuevos levantamientos de terrenos públicos es la reposición de esquinas perdidas u obliteradas. Esta difícil tarea requiere una combinación de experiencia, trabajo duro y tiempo suficiente para restablecer la ubicación de una estaca o poste de madera, colocado quizás hace 150 años, y con todos los árboles testigos cortados o quemados hace mucho tiempo por propietarios apáticos. Una esquina obliterada es aquella de la que no quedan rastros del hito o sus accesorios, pero cuya ubicación se ha perpetuado o puede recuperarse más allá de toda duda razonable. La esquina puede restablecerse a partir de los actos o testimonios de propietarios interesados, agrimensores, autoridades locales cualificadas, testigos o mediante pruebas escritas. Las pruebas satisfactorias tienen valor en el siguiente orden:

1. Evidencia del propio vértice.

2. Árboles u otras marcas de referencia.

3. Cercas, muros u otras evidencias que demuestren la ocupación de la propiedad hasta las líneas o vértices.

4. Testimonio de personas vivas.

Un vértice perdido es aquel cuya posición no se puede determinar más allá de toda duda razonable, ya sea a partir de rastros de las marcas originales o de evidencia o testimonio aceptable que conduzca a la posición original. Sólo se puede restaurar volviendo a trazar líneas desde uno o más vértices independientes (vértices existentes que se establecieron al mismo tiempo y con el mismo cuidado que el vértice perdido). Las mediciones proporcionales

distribuyen el exceso o la deficiencia entre una distancia medida recientemente ***d*** separando los hitos encontrados más cercanos que abarcan el punto perdido y la distancia registrada D dada en las notas del levantamiento original entre estos monumentos. Luego, la distancia ***x*** desde uno de los hitos encontrados requerida para establecer el punto perdido se calcula por proporción como $x = X(d/D)$, donde X es la distancia registrada desde ese hito. La medición proporcional simple sigue el procedimiento que acabamos de describir y se utiliza para reubicar esquinas perdidas que tienen una alineación específica en una sola dirección. Estas incluyen esquinas estándar en líneas base y paralelos estándar, esquinas de sección intermedia en límites de municipios, todas las esquinas de cuarto de sección y esquinas de meandro establecidas originalmente en líneas trazadas a través de un cuerpo de agua meandriforme. Las esquinas en líneas de latitud verdaderas como líneas base y paralelos estándar deben desplazarse (hacia el sur) de la línea de proporción para mantener la curvatura de la línea latitudinal.

■ Ejemplo 22.3

La figura 22.10 ilustra una esquina de cuarto de sección perdida a en la línea entre las secciones 2 y 3. Se han encontrado las esquinas de sección *b* y *c*. Las distancias registradas para las líneas *ba* y *ac* son 40,00 y 39,57 ch, respectivamente. La distancia observada entre las esquinas encontradas *b* y *c* fue de 5246,25 pies. Describa el proceso para restaurar la esquina perdida *a*.

Solución 1.

Dado que el punto a es una esquina de cuarto de sección, se reemplaza en la línea *bc* por una medida proporcional simple.

2. La distancia *ba* que debe trazarse desde la esquina de sección *b* para restaurar la esquina perdida *a* es

$$(ba) = \frac{40}{79{,}57} \times 5246{,}25 = 2637{,}30 \text{ pies}$$

Las mediciones de doble proporción se utilizan para determinar esquinas perdidas, originalmente ubicadas mediante una alineación específica en dos direcciones, como esquinas de secciones interiores y esquinas comunes a cuatro municipios. Se utiliza el procedimiento general de medición de proporción simple, pero en dos direcciones. Se establecen dos puntos temporales: uno en la línea norte-sur y otro en la línea este-oeste. La esquina perdida se localiza en el punto de intersección de las líneas que parten de estos dos puntos, en las direcciones cardinales norte-sur y este-oeste.

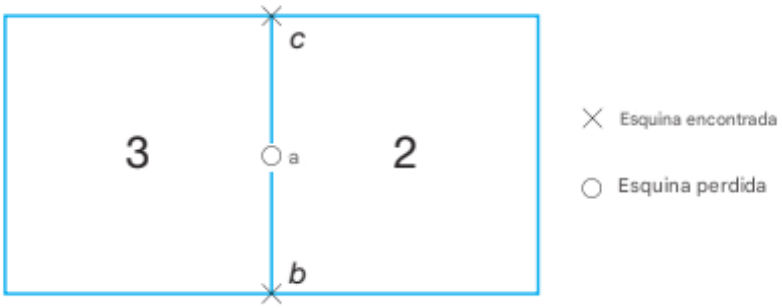


Figura 22.10
Ejemplo de medición de proporción simple

■ Ejemplo 22.4

La figura 22.11 ilustra la esquina perdida *a*, que es común a las secciones 22, 23, 26 y 27. Se han encontrado las esquinas *b, c, d* y *e*. Las distancias registradas y medidas son las siguientes:

Registro		Medido	
Línea	Distancia **(ch)**	Línea	Distancia (pies)
ba	40,00	*bd*	7925,49
Ca	40,00	*ec*	5293,24
Da	79,20		
Ea	39,72		

Describa el proceso de restauración de la esquina perdida ***a***.

Solución 1.

1. La esquina ***a*** es una esquina de sección interior, que está restringida en alineación en dos direcciones. Por lo tanto, debe restaurarse mediante una medición doblemente proporcional.

2. Primero establezca un punto temporal f trazando una distancia bf a lo largo de la línea ***bd***, donde bf se calcula como

$$bf = \frac{40{,}00}{119{,}20}7925{,}49 = 2659{,}56 \text{ pies}$$

3. Luego, localice el punto temporal ***g*** trazando la distancia ***eg*** a lo largo de la línea ***ec***, donde ***eg*** se calcula como

$$eg = \frac{39{,}72}{79{,}72}5293{,}24 = 2637{,}32 \text{ pies}$$

4. Establezca el punto ***h***, la esquina perdida restaurada, donde una línea este-oeste que pasa por f se interseca con una línea norte-sur que pasa por ***g***.

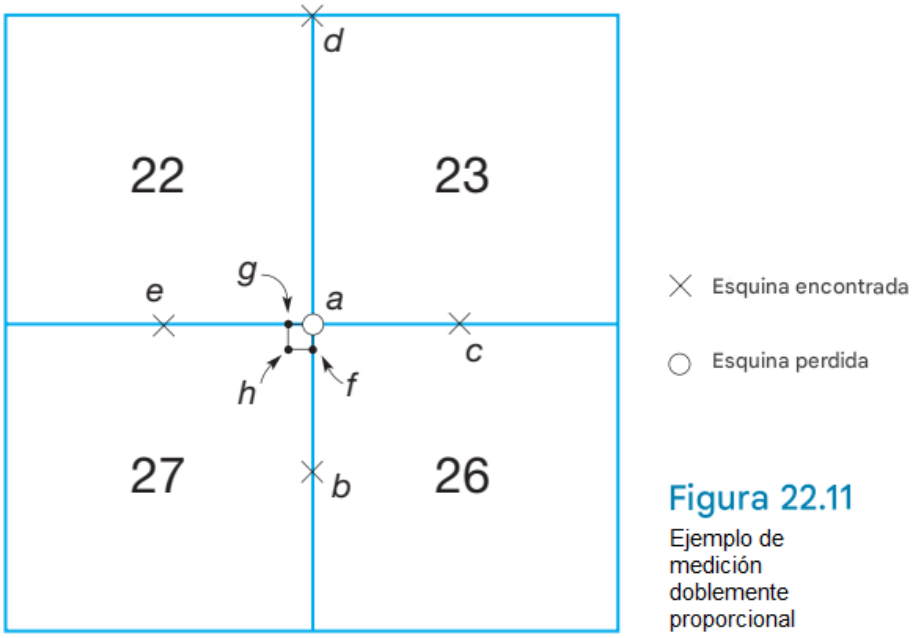


Figura 22.11
Ejemplo de medición doblemente proporcional

Cuando se realizaron los levantamientos originales, se registraron llamadas topográficas (distancias a lo largo de cada línea desde la esquina inicial hasta elementos naturales como arroyos, pantanos y crestas). Utilizando las distancias registradas a cualquiera de estos elementos que se encuentran hoy y aplicándoles mediciones proporcionales simples o dobles, puede ayudar a localizar una esquina borrada o producir una esquina perdida restablecida de manera más confiable.

■ 22.20 PRECISIÓN DE LOS LEVANTAMIENTOS DE TIERRAS PÚBLICAS

La precisión requerida en los primeros levantamientos era de orden muy bajo. Con frecuencia era inferior a lo que indicaban las notas. Un pequeño porcentaje de los levantamientos fueron realizados por topógrafos sin escrúpulos que se basaban en su imaginación en la relativa comodidad de una tienda de campaña; no se colocaron mojones, y las notas sólo sirven para confundir la situación para los topógrafos y propietarios de tierras actuales. Algunos topógrafos agregaron una longitud de cadena adicional a intervalos para asegurar una medida completa. Muchos levantamientos en un condado de California fueron fraudulentos. En otro estado, se trazó un meridiano de 108 millas de largo sin

incluir las asas de la cadena en su longitud de 66 pies. Cuando se descubrió, se volvió a trazar sin pago adicional. Los malos resultados obtenidos en varias áreas se debieron principalmente a lo siguiente:

1. Falta de personal capacitado; algunos contratos se otorgaron a personas sin formación técnica.

2. Equipo muy deficiente para los estándares actuales.

3. Trabajo realizado por contrato a precios bajos.

4. Levantamientos topográficos realizados de forma fragmentada a medida que se extinguían los títulos indígenas y otras reclamaciones.

5. Conflictos con los pueblos nativos.

6. Enjambres de insectos, animales peligrosos y reptiles.

7. Falta de aprecio por la necesidad de realizar un trabajo preciso.

8. Inspección de campo errática o inexistente.

9. Magnitud del problema.

En general, considerando las dificultades enumeradas, el trabajo se realizó razonablemente bien en la mayoría de los casos.

■ 22.21 DESCRIPCIONES POR SECCIÓN DE MUNICIPIO Y SUBDIVISIÓN MÁS PEQUEÑA

La descripción según el Sistema de Levantamientos de Tierras Públicas de los Estados Unidos ofrece un medio para definir límites de manera única, clara y concisa. Se enumeran varios ejemplos de descripciones aceptables.

Sec. 6,T 7 S, R 19 E, 6º PM.

Frac. Sec. 34,T 2 N, R 5 W, Ute Prin. Mer.

El S1/4-, NE1/4, Sec. 14, Tp. 3 S, Rango 22 O, SBM [Meridiano de San Bernardino],

E1/2 de N1/4 de Sec. 20, T 15 N, R 10 E, Indian Prin. Mer.

E 80 acres de NE1/4 de Sec. 20, T15 N, R 10 E, Indian Prin. Mer.

Tenga en cuenta que las dos últimas descripciones no necesariamente describen el mismo terreno. Un caso de California ocurrió cuando el propietario de una sección de cuarto suroeste, nominalmente 160 acres pero en realidad 162,3 acres, escrituró la porción occidental como “los 80 acres occidentales” y la porción oriental como “la 1/2 oriental”. Los terrenos seccionales que son de propiedad privada pueden ser particionados de cualquier manera legal a opción del propietario. La forma de linderos y medidas es preferible para parcelas irregulares. De hecho, los linderos y medidas son necesarios para establecer los límites de las reclamaciones mineras y varias concesiones y reservas. Las diferencias entre las ubicaciones y áreas físicas y legales (o registradas) pueden deberse a desviaciones de los procedimientos aceptados en la redacción de descripciones, declaraciones imprecisas y ambiguas, o a la dependencia de la exactitud de los primeros levantamientos topográficos.

■ 22.22 SISTEMA DE INFORMACIÓN DE TIERRAS DEL BLM

Como se indicó en la Sección 22.1, aproximadamente un tercio del territorio de los Estados Unidos permanece en el dominio público. La Oficina de Administración de Tierras (BLM) es responsable de administrar una porción significativa de esta vasta superficie. El acceso rápido a información precisa relacionada con estas tierras públicas es más necesario

que nunca. Como ejemplo de su importancia, considérese que se pueden ganar o perder millones de dólares en regalías de petróleo y minerales por cambios relativamente pequeños en los límites de las propiedades. Para ayudar en la monumental tarea de administrar esta enorme cantidad de tierras diversas, el BLM y el Servicio Forestal proporcionan soluciones comerciales para la administración de registros catastrales e información de parcelas de tierras en un Sistema de Información de Tierras (LIS, véase el Capítulo 28) llamado Sistema Nacional Integrado de Levantamiento de Tierras (NILS).3 El LIS se puede utilizar para ayudar en la toma de decisiones de administración de recursos, tales como procesar solicitudes de arrendamientos de minerales, designar corredores de servicios públicos, emitir permisos de uso de tierras, localizar mejoras de hábitat de vida silvestre, preparar ventas de madera, evaluar alternativas en evaluaciones ambientales y planes de uso de tierras, y generar informes y mapas. El concepto NILS proporciona a los usuarios herramientas para gestionar registros de tierras y datos catastrales. El proyecto NILS tiene cuatro componentes principales:

(1) gestión de levantamientos topográficos,

(2) gestión de mediciones,

(3) gestión de parcelas y

(4) el Geo-Comunicador.

El componente de gestión de levantamientos topográficos consiste en un conjunto integrado de objetos de automatización que se incorporarán a paquetes de software de recopilación de datos compatibles. Este software admitirá la captura e introducción de mediciones de elementos y metadatos (véase la Sección 28.8) directamente en un formato de base de datos SIG. El sistema de gestión de mediciones permitirá a los usuarios mejorar aún más el conjunto de datos realizando un ajuste de mínimos cuadrados ponderados (véase el Capítulo 16) de con nuevas caracrerísticas.

3 Puede obtenerse información sobre este proyecto en http://w\vw.blm.govAvo/st/en/prog/more/nils.html.

Esto permitirá la creación de una base de datos de red de mayor calidad tanto en entornos PLSS como de linderos. El sistema de gestión de parcelas proporcionará un proceso para gestionar los registros de tierras y los datos catastrales almacenados en el modelo de base de datos. GeoCommunicator es un sitio web para compartir información sobre datos y actividades de interés para los administradores de tierras. Este sistema permite a los usuarios descubrir información que satisfaga sus necesidades, con el objetivo de GeoCommunicator de facilitar el intercambio de datos y los esfuerzos de colaboración entre los administradores de tierras. Como parte del proyecto NILS, la BLM creó una Base de Datos de Coordenadas Geográficas (GCDB).4 Esta base de datos contiene una capa digital de información sobre el Sistema de Levantamientos de Tierras Públicas de EE. UU. (PLSS) y proporciona los componentes posicionales necesarios para correlacionar toda la demás información en el LIS. La GCDB incluye las coordenadas geográficas de todos los vértices del PLSS y estimaciones de su fiabilidad, identificaciones de los topógrafos que establecieron los vértices, los tipos de vértices establecidos y las fechas de colocación, cualquier registro de relevamientos, un registro completo de la propiedad de cada parcela, la propiedad de las parcelas colindantes y mucha más información. Este esfuerzo se inició en 1989 y continúa hoy. Los archivos GCDB para muchos municipios están disponibles para su descarga a través de los sitios web de BLM. El sitio web nacional de GCDB es http://www.blm.gov/wo/st/en/prog/more/gcdb.html.

■ 22.23 FUENTES DE ERROR

Algunas de las muchas fuentes de error al retrazar los levantamientos de tierras públicas son:

1. Discrepancia entre la longitud medida con una cadena de topógrafo antigua y una obtenida con el equipo actual.

2. Cambio en la declinación magnética, atracción local o ambas.

3. Falta de acuerdo entre las notas de campo y las mediciones reales.

4. Cambio en los cursos de agua.

5. Objetos no permanentes utilizados para marcas de esquina.

6. Pérdida de esquinas testigos.

■ 22.24 ERRORES

Algunos errores típicos en el replanteo de límites en levantamientos de tierras públicas son:

1. No seguir las reglas generales y las instrucciones especiales del procedimiento que rigen el levantamiento original.

2. No calibrar las longitudes medidas con respecto a las distancias registradas para las marcas en el lugar.

3. Tratar las esquinas como perdidas cuando en realidad están borradas.

4. Restablecer las esquinas sin agotar todos los medios para reubicar las esquinas originales.

5. No reconocer que las esquinas restauradas deben colocarse en sus ubicaciones originales independientemente de las desviaciones del agrimensor original de las reglas generales y las instrucciones especiales.

4 *Puede encontrar más información sobre el GCDB en la página web de BLM http://www.blm.gcv/wo/st/en/prog/more/gcdb.html.*

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas cuyas respuestas parciales se encuentran en el Apéndice G.

22.1* Convierta 65.44 cadenas a pies.

22.2 ¿Qué dos factores rigieron originalmente el levantamiento topográfico y la disposición de las tierras públicas en los Estados Unidos?

22.3 ¿Quién fue Rufus Putnam?

22.4 Describa el método de la tangente para establecer un paralelo estándar.

22.5 ¿Por qué los límites de las tierras públicas establecidos por topógrafos debidamente designados son inmutables, incluso si se establecieron incorrectamente en los levantamientos originales?

22.6 ¿Cuál es la convergencia en pies de los meridianos para las siguientes condiciones: (a)* Separados por 24 millas, con una extensión de 24 millas, a una latitud media de 45°20' N. (b) Separados por 24 millas, con una extensión de 24 millas, a una latitud media de 34°25' N?

22.7 ¿Cuál es la convergencia angular, en segundos, de los dos meridianos que definen el exterior de un municipio a una latitud media de: (a) 42°00' N? (b) 34°00' N?

22.8 ¿Cuál es la distancia nominal en millas entre los siguientes puntos? (a)* Primer Meridiano Guía Este y la Línea de Rango Oeste de R 8 E. (b) Esquina SE de la Sección 14, T 6 S, R 5 E, Indian PM, y esquina NO de la Sección 23, T 6 S, R 3 E, Indian PM.

22.9 Analice cuándo deben establecerse las esquinas de meandro en un levantamiento topográfico de terrenos públicos. Dibuje y etiquete las líneas pertinentes y las distancias legales, y calcule las áreas nominales de las parcelas descritas en los Problemas 22.10 a 22.12.

22.10 E 1/2, SE 1/4, Sec. 6, T 2 S, R 3 E, Salt River PM.

22.11 SO 1/4, NO 1/4, Sec. 15, T 1 N, R 2 E, Fairbanks PM.

22.12 NE 1/4, SE 1/4, SE 1/4, Sec. 30, T 1 S, R 4 E, 6º PM.

22.13 ¿Cuáles son las dimensiones nominales y las superficies de las siguientes parcelas:

(a) NO 1/4, NE 1/4, Sec. 28.

(b) S 1/2, Sec. 3.

(c) SE 1/4, NE 1/4, SO 1/4, Sec. 16.

22.14 ¿Cuántas varas de cerca se requieren para cercar lo siguiente:

(a)* Una parcela que incluye el NE 1/4, NE 1/4, Sec. 32, y el NO 1/4, NO 1/4, Sec. 33, T 2 N, R 3 E?

(b) Una parcela que consta de las Secs. 8, 9 y 16 de T 2 N, R 1 O?

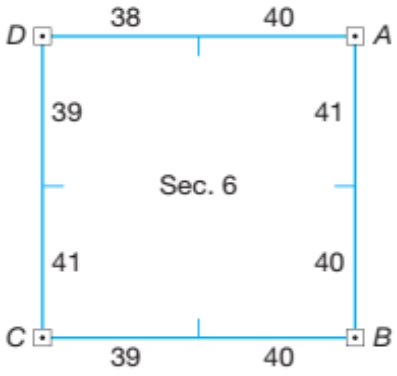
22.15 ¿Qué líneas del sistema de tierras públicas de EE. UU. se trazaron a partir de observaciones astronómicas?

22.16 Al subdividir un municipio, ¿qué línea de sección se traza primero? ¿Cuál al final?

22.17 Vértices del SE 1/4 del NO 1/4 de la Sec. Se deben marcar 22 puntos. Si todas las esquinas de sección y cuarto de sección originalmente colocadas están en su lugar, explique el procedimiento a seguir y dibuje todas las líneas que se deben trazar y las esquinas que se deben colocar.

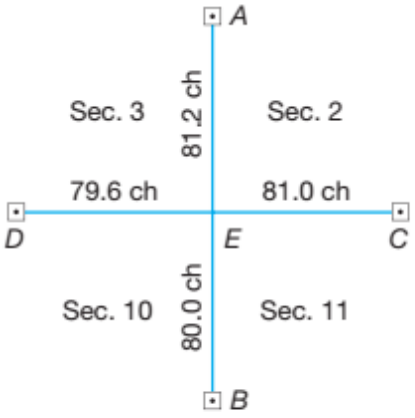
22.18 La esquina del cuarto de sección entre las secciones 15 y 16 se encuentra a 40,28 ch de la esquina común a las secciones 9, 10, 15 y 16. ¿Dónde se debe colocar la esquina del cuarto de sección a lo largo de esta línea al subdividir la sección 15?

22.19 Como se muestra en la figura, en un municipio normal, las dimensiones exteriores de la sección 6 en los lados oeste, norte, este y sur son 80, 78, 81 y 79 ch, respectivamente. Explique con un dibujo cómo dividir la sección en cuartos de sección. (Véase la siguiente figura).



Problema 22.19

22.20 La figura del problema muestra las distancias registradas originales. Se han encontrado las esquinas A, B, C y D, pero se ha perdido la esquina E. Las distancias medidas son AB = 10 602,97 y CD = 10 718,03 pies. Explique cómo determinar la esquina E. (Véase la siguiente figura).



Problema 22.20

22.21* Para restaurar las esquinas en los problemas 22.21 a 22.24, ¿qué método se utiliza: proporción simple o proporción doble? Las esquinas de los municipios se colocan sobre meridianos guía; las esquinas de las secciones sobre líneas de rango.

22.22 Las esquinas de las secciones se colocan sobre líneas de sección; las esquinas de los municipios se colocan sobre líneas de municipio.

22.23 Las esquinas de los cuartos de sección se colocan sobre líneas de rango.

22.24 Las esquinas de los cuartos de sección se colocan sobre líneas de sección.

22.25 ¿Por qué no se aceptan las líneas de meandro como límites que definen la propiedad de terrenos adyacentes a un arroyo o lago

22.26? ¿Qué es una esquina de meandro?

22.27 Explique la diferencia entre "esquina borrada" y "esquina perdida".

22.28 Explique la utilidad de usar mediciones proporcionales a partir de registros topográficos para reubicar esquinas borradas o perdidas.

22.29 ¿Por qué las áreas de muchas secciones de terrenos públicos son menores que el tamaño nominal?

22.30 Visite el sitio web de NILS y describa brevemente sus cuatro componentes.

22.31 Visite el sitio web de BLM en http://www.blm.gov/wo/st/en/prog/more/nils.html y prepare un informe sobre el proyecto NILS.

BIBLIOGRAFÍA

Foster, R. W. 2008. "A National Cadastre for the U.S.?" *Point of Beginning* 34 (No. 3): 46.
Hansen, S. 2009. "Why a Federal Surveying Manual is Relevant to the States." *The American Surveyor* 6 (No. 8): 64.
Hedquist, B. 2006. "The National Integrated Land System." *Surveying and Land Information Science* 66 (No. 4): 279.
Kent, G. 2009. "Retracement Surveys and Undocumented Corners (Part 1 of 2)." *The American Surveyor* 6 (No. 9): 54.
Stahl, J. B. 2009. "Marking a Point." *Point of Beginning* 35 (No. 3): 28.
U.S. Department of the Interior, Bureau of Land Management. 1973. *Manual of Surveying Instructions*. Washington, DC: U.S. Government Printing Office.
U.S. Department of Interior, Bureau of Land Management. 1974. *Restoration of Lost or Obliterate Corners and Subdivision of Sections*. Washington, DC: U.S. Government Printing Office.
Zimmer, R. and S. Kirkpatrick. 2009. "GIS Data Integration with the GCDB." *The American Surveyor* 6 (No. 5): 48.

■ 23.1 INTRODUCCIÓN

La construcción es una de las industrias más grandes de los Estados Unidos, por lo que la topografía, como base de la misma, es de suma importancia. Se estima que el 60% de todas las horas dedicadas a la topografía se destinan a trabajos de localización, que incluyen el trazado de líneas y pendientes. Sin embargo, con frecuencia se presta insuficiente atención a este tipo de levantamiento. Un control preciso, un levantamiento topográfico y un plano del sitio son los primeros requisitos para el diseño de calles, alcantarillado, líneas de agua y estructuras. Los topógrafos luego trazan y ubican estas instalaciones de acuerdo con el plano de diseño. Un plano final de obra terminada, que incorpora cualquier modificación realizada a los planos de diseño, se prepara durante y después de la construcción y se archiva. Dichos planos son de suma importancia, especialmente cuando se trata de servicios subterráneos, para asegurar que puedan localizarse rápidamente si surge algún problema y que no se vean afectados por mejoras posteriores. La topografía en la construcción implica establecer tanto la línea como la pendiente mediante estacas y líneas de referencia colocadas en el sitio de construcción. Estas guían al contratista para que las instalaciones propuestas se construyan de acuerdo con un plano. La colocación de las estacas se realiza con mayor frecuencia mediante observaciones fundamentales de distancias horizontales, ángulos horizontales y verticales, y diferencias de elevación utilizando el equipo y los métodos básicos descritos en capítulos anteriores de este texto. Sin embargo, el sistema global de navegación por satélite (GNSS) también se utiliza con creciente frecuencia para levantamientos topográficos de construcción (véase la Sección 23.10). También se utilizan otros equipos especializados, incluidos dispositivos de alineación láser y equipos electrónicos de medición de distancia sin reflector (véase la Sección 23.2), que facilitan enormemente los levantamientos topográficos de construcción. Todos los topógrafos, ingenieros y arquitectos que puedan estar involucrados en la planificación, el diseño y la construcción de instalaciones construidas deben estar familiarizados con los procedimientos fundamentales en el levantamiento topográfico de la construcción. En proyectos pequeños, aún se utilizan métodos tradicionales para el replanteo de detalles constructivos. Sin embargo, en proyectos de mayor envergadura, el control mediante estaciones totales robóticas o equipos de topografía GNSS ha reemplazado gran parte del replanteo. Este capítulo describe los procedimientos aplicables a algunos de los tipos más comunes de proyectos de construcción, utilizando tanto métodos tradicionales como de control automático. Los capítulos 24, 25 y 26 abordan, respectivamente, las curvas horizontales, las curvas verticales y los cálculos de volumen. Todos estos temas son relevantes para los levantamientos topográficos de la construcción, especialmente para los de rutas de transporte. Los pasos comunes para los ingenieros topógrafos en cualquier proyecto de construcción consisten en

(1) colocación de control horizontal y vertical,

(2) un levantamiento topográfico utilizado en la creación de un mapa de superficie existente,

(3) replanteo del diseño, que puede incluir el replanteo físico del diseño en el terreno para guiar a los operadores del equipo o la calibración del equipo y la carga y mantenimiento de las múltiples superficies de diseño en un sistema de control de la máquina,

(4) verificaciones periódicas en el diseño de determinación de cantidades movidas o colocadas durante el proceso de construcción, y

(5) un levantamiento final de obra terminada del proyecto.

El levantamiento topográfico en la construcción se aprende mejor en el trabajo y consiste en adaptar los principios fundamentales a la tarea en cuestión. Dado que cada proyecto puede implicar condiciones únicas y presentar problemas individuales, la cobertura en este texto se limita a una discusión de los fundamentos.

■ 23.2 EQUIPO ESPECIALIZADO PARA LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS DE CONSTRUCCIÓN

Como se mencionó anteriormente, la colocación de estacas para marcar líneas y pendientes que guíen las operaciones de construcción se realiza a menudo con el equipo estándar del topógrafo: niveles, cintas métricas, estaciones totales y receptores GNSS. Sin embargo, existen algunos instrumentos adicionales que mejoran, simplifican y aumentan considerablemente la velocidad con la que se realizan ciertos tipos de levantamientos topográficos de construcción. Entre ellos se encuentran los instrumentos de alineación por haz láser visible y las estaciones totales sin reflector. Estos se describen brevemente en las subsecciones siguientes.

23.2.1 Instrumentos de haz láser visible 0

El propósito fundamental de los instrumentos láser es crear una línea visible de orientación conocida, o un plano de elevación conocida, a partir del cual se pueden realizar mediciones de línea y pendiente. Aquí se describen dos tipos generales de láseres. Los láseres de haz único, como se muestra en las figuras 23.1 y 23.2, proyectan líneas de referencia visibles ("líneas de cuerda" o "líneas de plomada") que se utilizan en aplicaciones de alineación lineal y vertical, como la construcción de túneles, la colocación de tuberías de alcantarillado y la construcción de edificios. El instrumento que se muestra en la figura 23.1 es un láser de haz único que se ha combinado con un instrumento de estación total. Esta combinación proporciona flexibilidades que son convenientes para una variedad de aplicaciones de replanteo de construcción. El haz láser se proyecta colineal con la línea de visión del instrumento, una característica que facilita su alineación en alineaciones horizontales prescritas y/o a lo largo de las líneas de pendiente planificadas.

Figura 23.1
Rayo láser integrado en un instrumento de estación total. (Cortesía de Leica Geosystems AG).

Figura 23.2
Láser giratorio que proporciona las pendientes finales al sistema de control de la motoniveladora. (Cortesía de Topcon Positioning Systems).

El instrumento puede utilizarse para proyectar líneas de referencia a distancias de hasta aproximadamente 1000 m. Con el ángulo cenital ajustado a 90° o 270°, si la estación total gira sobre su eje vertical, el láser generará un plano horizontal. Asimismo, si gira sobre su eje horizontal, el láser definirá un plano vertical. El instrumento que se muestra en la Figura 23.2 proyecta un haz láser visible a una distancia de 5 m por debajo y 100 m por encima del instrumento a lo largo de la plomada. Estos instrumentos son útiles para la alineación de objetos en estructuras verticales. Un tipo similar de láser de haz único proyecta un haz láser visible a una pendiente seleccionada, un dispositivo especialmente útil para alinear tuberías. Los láseres de haz giratorio son simplemente láseres de haz único con óptica giratoria que rota el haz en azimut, creando así planos de referencia. Agilizan la colocación de estacas de nivelación en grandes áreas como aeropuertos, estacionamientos y urbanizaciones, y también son útiles para la cartografía topográfica. La figura 23.3 muestra un láser de haz giratorio. Proyecta un haz de hasta 350 m mientras gira a 600 rpm. Uno o más receptores conectados a miras o postes pueden captar la señal láser. El instrumento es autonivelante y se configura rápidamente. Si se desnivela por algún motivo, el haz láser se apaga y no se vuelve a encender hasta que se nivela de nuevo. Puede utilizarse con el plano láser orientado horizontalmente para marcar cimientos, pisos, etc., o bien, el haz puede girarse 90° y utilizarse verticalmente para aplomar paredes o columnas. Dado que los haces láser no son fácilmente visibles a simple vista bajo la luz solar intensa, a menudo se utilizan detectores especiales conectados a una varilla de mano. Para trazar planos horizontales con cualquiera de estos dispositivos, se debe establecer la altura del instrumento sobre el nivel de referencia (HI). A continuación, la altura en una mira graduada donde se debe colocar una marca de referencia o un detector es la diferencia entre la HI y la elevación requerida del plano.

Figura 23.3
Nivel láser plano Sokkia LP30. (Cortesía de Sokkia Corporation).

(a) (b)

Figura 23.4 Instrumentos láser pulsados: (a) estación total y (b) distanciómetro electrónico portátil. (Cortesía de Leica Geosystems AG).

23.2.2 Mediciones electrónicas de distancia sin reflector

Como se describe en el Capítulo 8, las estaciones totales observan simultáneamente ángulos horizontales y verticales, así como distancias de pendiente. Sus microcomputadoras integradas reducen las distancias de pendiente observadas a sus componentes horizontales y verticales y muestran los resultados en tiempo real. Estas características hacen que las estaciones totales sean muy convenientes para el replanteo de obras. Algunas estaciones totales incluyen medición electrónica de distancia (EDM) que no requiere reflector. En cambio, estos instrumentos emplean luz láser, capaz de medir distancias de hasta 100 m o más a objetos sin el uso de un reflector. Alternativamente, pueden usarse con reflectores o láminas reflectantes que se pueden aplicar a superficies, un procedimiento que les permite medir distancias más largas. La Figura 23.4(a) muestra una estación total equipada con esta tecnología, y la Figura 23.4(b) muestra una medición electrónica de distancia láser pulsada portátil similar. Ambos dispositivos son útiles para observar distancias a ubicaciones inaccesibles, una característica particularmente útil para ensamblar y verificar la colocación de elementos estructurales en puentes, edificios y otros objetos fabricados de gran tamaño, así como para establecer el control que respalda el escaneo láser (ver Secciones 17.9.5 y 23.12).

■ 23.3 CONTROL HORIZONTAL Y VERTICAL

No se puede enfatizar demasiado la importancia de un buen marco de control horizontal y vertical en un área de proyecto. Proporciona la base para posicionar estructuras, servicios públicos, carreteras, etc., en cada una de las etapas de planificación, diseño y construcción.

Con demasiada frecuencia, los topógrafos e ingenieros han escatimado en el establecimiento de una red adecuada de puntos de control, y tampoco los han preservado mediante la correcta mojonización, referencias y amarres. El topógrafo a cargo debe recibir copias de los planos con suficiente antelación a la construcción para familiarizarse con el trabajo y tener tiempo para "atar" o "transferir" cualquier punto de control establecido que pudiera destruirse durante las operaciones de construcción. Los métodos mostrados en las figuras 9.4 y 9.5 son especialmente aplicables y deben utilizarse con ángulos de intersección lo más cercanos posible a 90°. En la mayoría de los proyectos, se requiere un control horizontal y vertical adicional para complementar cualquier control ya disponible en el área de trabajo. Los puntos de control deben ser:

1. Convenientes para su uso, es decir, ubicados lo suficientemente cerca del elemento que se está construyendo para que se minimice el trabajo y se mejore la precisión en la transferencia de alineación y pendiente.

2. Lo suficientemente lejos de la construcción real para garantizar espacio de trabajo para el contratista y evitar la posible destrucción de estacas.

3. Claramente marcados y comprendidos por el contratista en ausencia de un topógrafo.

4. Complementados con estacas de protección para disuadir su remoción y referenciados para facilitar su restauración. Los contratos generalmente requieren que el propietario pague el costo de establecer los puntos de control iniciales y que el contratista reemplace los dañados o removidos.

5. Adecuado para asegurar la precisión acordada para el trazado de la construcción (que puede ser sólo al pie más cercano para una alcantarilla, 0,01 pies para un perno de anclaje ó 0,001 pies para un elemento crítico). Las estacas de construcción se pueden colocar en sus posiciones horizontales requeridas haciendo observaciones de ángulos horizontales o distancias horizontales desde puntos de control establecidos. El replanteo radial por ángulo y distancia desde un punto de control suele ser el más conveniente, pero la elección dependerá de la naturaleza y extensión del proyecto. Se deben hacer verificaciones frecuentes de los puntos colocados. Esto se puede hacer con observaciones desde otras estaciones de control o verificando distancias desde puntos cercanos para verificar su correcta posición. Las estacas de nivelación y las elevaciones de referencia se colocan con mayor frecuencia utilizando un instrumento de nivelación cuyo HI se ha establecido por nivelación diferencial. Para mayor comodidad, generalmente se colocan suficientes puntos de referencia en las obras de construcción para que al menos uno sea fácilmente accesible en cualquier lugar del área. Luego, el HI del nivel se puede establecer con una sola lectura hacia atrás hasta el punto de referencia. Después de colocar las estacas de nivelación, se realiza una lectura hacia adelante hasta el punto de referencia para verificar. Sin embargo, esta práctica puede ser peligrosa ya que el operador del instrumento tenderán a esperar que la lectura de cierre coincida con la lectura inicial, lo que podría llevar a una lectura descuidada. En consecuencia, un error grave en la lectura inicial podría pasar desapercibido, resultando en una colocación incorrecta de las estacas de grado. Por lo tanto, aunque requiera más tiempo, se recomienda que los circuitos de nivelación para la colocación de estacas de grado siempre comiencen en un punto de referencia y terminen en otro.

■ 23.4 TRAZADO DE TUBERÍAS

Las tuberías se utilizan para transportar agua para consumo humano, aguas pluviales, aguas residuales, petróleo, gas natural y otros fluidos. Las tuberías que transportan aguas pluviales se denominan alcantarillas pluviales; las que transportan aguas residuales, alcantarillas sanitarias. El flujo en estos dos tipos de alcantarillas suele ser por gravedad, por lo que su alineación y pendiente deben establecerse cuidadosamente. El flujo en las tuberías que transportan agua potable, petróleo y gas natural generalmente está bajo presión, por lo que normalmente no necesitan una alineación tan precisa. En la construcción de tuberías, generalmente se abren zanjas a lo largo de la alineación requerida hasta la profundidad prescrita (con una ligera socavación si se requiere el lecho de la tubería), se instala la tubería según el plano y se rellena la zanja. Las pendientes de las tuberías están determinadas por diversas condiciones existentes,

siendo la topografía una de las más importantes. Un perfil como el de la Figura 5.12 se utiliza habitualmente para analizar la topografía y ayudar en el diseño de la línea de pendiente para cada segmento de tubería. Para minimizar las dificultades y los costos de construcción, se reducen al mínimo las profundidades de excavación, pero al mismo tiempo se debe mantener una cobertura mínima sobre la tubería para protegerla de daños por cargas pesadas desde arriba y para evitar la congelación en climas fríos. Las pendientes mínimas también se convierten en un factor de diseño importante para tuberías bajo flujo por gravedad. Por lo tanto, se recomienda una pendiente de al menos 0,5 % para alcantarillado pluvial, pero se necesitan pendientes ligeramente superiores para alcantarillado sanitario. Al diseñar las líneas de pendiente de la tubería, a menudo se deben evitar otros elementos subterráneos existentes, y también se debe prestar la debida atención a las pendientes de las líneas de conexión y a las alturas verticales necesarias para construir pozos de registro, sumideros y salidas. Antes de replantear una tubería, el topógrafo y el contratista deben discutir los detalles del proyecto. Se debe llegar a un acuerdo sobre el ancho de la zanja planificada, dónde se colocará el equipo de instalación y cómo y dónde se almacenará el material excavado. Luego se puede establecer una línea de referencia de compensación adecuada que (1) satisfaga las necesidades del contratista, (2) sea segura contra destrucción y (3) no interfiera con las operaciones. La alineación y la pendiente para el oleoducto se toman de los planos. Se establece una línea de referencia de compensación paralela a la línea central requerida, generalmente en estaciones de 25 o 50 pies cuando el terreno es razonablemente uniforme. Las marcas deben estar más juntas en curvas horizontales y verticales que en segmentos rectos. Para tuberías de gran diámetro, se pueden colocar estacas para cada longitud de tubería, por ejemplo, 6 u 8 pies. En superficies duras donde no se pueden clavar estacas, los puntos se marcan con pintura, clavos o marcas de raspado.

Las tablas de nivelación o los haces láser guían la alineación y la pendiente precisas para la colocación de tuberías. La figura 23.5 muestra una disposición de una tabla de nivelación para una línea de alcantarillado. Se construye utilizando tablas de 1x4 pulg., 1x6 pulg., 2x4 pulg. o tablas clavadas a postes de 2x4 pulg., que han sido apuntados e hincados en el suelo a cada lado de la zanja. Dependiendo de las condiciones, estos pueden colocarse a 50 pies, 25 pies o cualquier otra distancia conveniente a lo largo de la línea de alcantarillado. La parte superior de la tabla de nivelación generalmente se coloca a un número completo de pies por encima de la solera (línea de flujo o superficie interna inferior) de la tubería. Se clavan clavos en la parte superior de las tablas de manera que una cuerda tensada entre ellas defina la línea central de la tubería. Se utiliza una vara graduada o una varilla especial, a menudo llamada vara de medición, para medir la distancia requerida desde la cuerda hasta la parte inferior de la tubería. De esta forma, la cuerda proporciona tanto la línea como la pendiente. Se puede mantener tensa colgando un peso en cada extremo después de enrollarla alrededor de los clavos. En la Figura 23.5, en lugar de una tabla de nivelación fija, se puede colocar una tabla de 2x4 con un nivel de burbuja sobre la estaca de línea de compensación, que se ha colocado a una altura par por encima de la elevación de la parte inferior de la tubería. A continuación, se realiza una medición desde la parte inferior de la tabla de 2x4 nivelada con una cinta métrica o una vara graduada para establecer la línea de flujo. Si se utilizan dispositivos láser para la colocación de tuberías, el haz se orienta a lo largo de la alineación horizontal y la pendiente planificadas de la tubería, y se abre la zanja. Luego, con el haz colocado a una altura par por encima de la parte inferior planificada de la tubería, se pueden realizar mediciones utilizando una vara de medición para colocar los segmentos de tubería. De esta forma, el haz láser es equivalente a una cuerda de nivelación. En algunos trabajos que tienen un corte ancho y profundo, el instrumento láser se coloca en la zanja para proporcionar la línea y la pendiente para la colocación de tuberías. Y, si la tubería es lo suficientemente grande, el rayo láser puede orientarse en su interior.

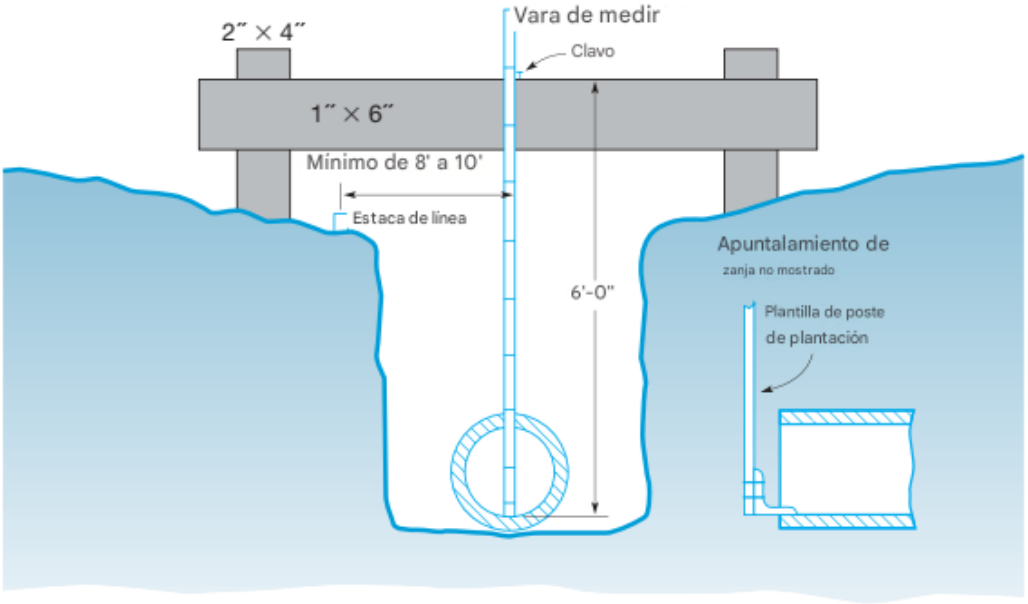


Figura 23.5
Tabla de talud para línea de alcantarillado

■ 23.5 REFERENCIA DE PENDIENTE DE TUBERÍAS

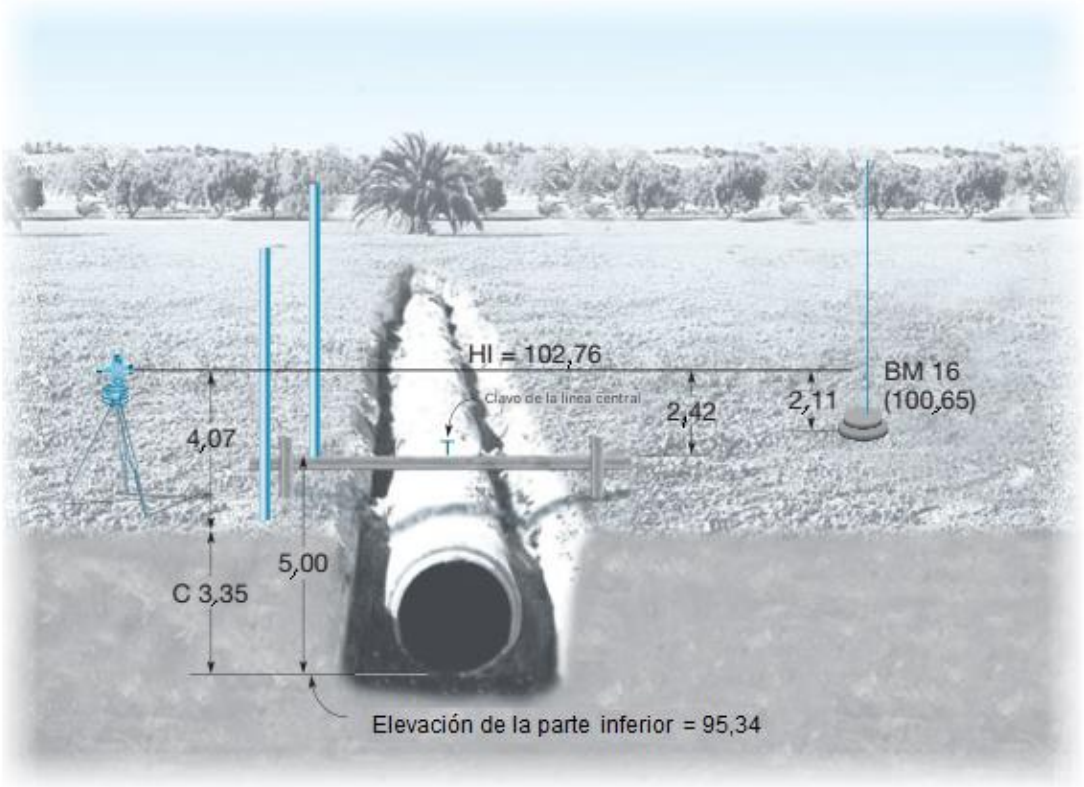


Figura 23.6
Proceso de nivelación para determinar el corte o relleno y colocar las tablas de talud para la colocación de tuberías

La referencia de pendientes de tuberías es esencialmente lo contrario de la trazada de perfiles, aunque en ambas operaciones primero se debe marcar y ubicar la línea central en posición horizontal. El perfilado y la referencia se realizan en una línea de desplazamiento. La información que se transmite al contratista en las estacas para la instalación de tuberías generalmente consta de dos partes: (1) la profundidad de corte (o relleno), normalmente sólo hasta el 0,1 pie más cercano, para permitir la excavación de una zanja aproximada; y (2) información precisa de la pendiente, generalmente hasta el 0,01 pie más cercano, para guiar la colocación real de la solera de la tubería en su elevación planificada. Los valores de corte (o relleno) para la primera parte son distancias verticales desde la elevación del terreno en las estacas de desplazamiento hasta la solera de la tubería. Después de que se haya calculado la línea de pendiente de la tubería y se haya trazado la línea de desplazamiento, los cortes (o rellenos) se pueden determinar mediante un proceso de nivelación, ilustrado en la Figura 23.6 y las notas de campo correspondientes se encuentran en la lámina B.6 del apéndice B. El proceso se resume de la siguiente manera:

1. Enumere las estaciones marcadas en la tubería (columna 1 de las notas de campo).

2. Calcule la elevación de la línea de flujo o de la base en cada estación (columna 6).

3. Configure el nivel y obtenga un HI leyendo una mira más en un BM; por ejemplo, HI = 2,11 + 100,65 = 102,76 (ver Lámina B.6 en el Apéndice B y Figura 23.6).

4. Obtenga la elevación en cada estación a partir de una lectura de la mira en el suelo en cada estaca (columna 4)—por ejemplo, 4,07 en la estación 1 + 00 (ver Lámina B.6 y Figura 23.6)—y réstela del HI (columna 5); por ejemplo, 102,76 — 4,07 = 98,69 en la estación 1 + 00.

5. Reste la elevación de la tubería de la elevación del suelo para obtener corte (+) o relleno (—) (columna 7); Por ejemplo, 98,69 — 95,34 = C 3,35 (ver Lámina B.6 en Apéndice B y Figura 23.6).

6. Marque el corte o relleno (usando un rotulador permanente o quilla) en una estaca descentrada frente a la línea central; el número de estación se escribe en el otro lado. En otra variación, que produce los mismos resultados, se calcula la varilla de nivelación (diferencia entre HI y la parte inferior de la tubería) y se le resta la varilla de tierra (lectura con la varilla sostenida en la estaca) para obtener el corte o relleno. Para la estación 1 + 00, varilla de nivelación = 102,76 – 95,34 = 7,42 y 7,42 – 4,07 = C3,35. Después de que la zanja se haya excavado según los cortes y rellenos marcados en las estacas, se colocan las tablas de talud. Las marcas necesarias para colocarlas se pueden hacer con un lápiz o rotulador en las estacas descentradas durante la misma operación de nivelación utilizada para obtener la información de corte y relleno. La figura 23.6 también ilustra el proceso. Supongamos que en la estación 1+00, la tabla de balanceo se ajustará de manera que su parte superior esté exactamente a 5,00 pies por encima de la solera de la tubería. La lectura de la varilla necesaria para colocar la tabla de talud se obtiene restando la elevación de la solera de la tubería más 5,00 pies de Hl; así 102,76 — (95,34 + 5,00) = 2,42 pies (ver Figura 23.6). La varilla se sostiene en la estaca y se ajusta en posición vertical mediante comandos del operador del nivel hasta obtener una lectura de varilla de 2,42 pies; luego se hace una marca en la base de la varilla en la estaca. (Para facilitar este proceso, se puede colocar un objetivo de varilla o una banda elástica de color en la varilla en la lectura requerida). Luego, la tabla se fija a la estaca con su parte superior en la marca usando clavos o abrazaderas en C, y se usa un nivel de carpintero para alinearla horizontalmente a través de la zanja. Un clavo que marca la línea central de la tubería se coloca midiendo la distancia de desplazamiento de la estaca a lo largo de la tabla. Si se va a emplear un láser, este mismo procedimiento de nivelación se puede utilizar para establecer la elevación del haz láser a una distancia de desplazamiento vertical deseada por encima de la parte inferior de la tubería. El procedimiento se utiliza para establecer la altura del instrumento láser y también para establecer otra elevación de desplazamiento idéntica en una estación más adelante en la línea. Luego, el haz láser se apunta a ese objetivo para establecer la línea de pendiente requerida.

■ 23.6 REPLANTEAMIENTO DE UN EDIFICIO

La primera tarea en el replanteo de un edificio es ubicarlo correctamente en el lote correcto tomando medidas desde los límites de la propiedad. La mayoría de las ciudades tienen una ordenanza que establece líneas de retranqueo desde la calle y entre casas para mejorar la apariencia y brindar protección contra incendios. Se pueden colocar estacas inicialmente en las esquinas exactas del edificio como una verificación visual del posicionamiento de la estructura, pero obviamente esos puntos se pierden inmediatamente cuando se comienza la excavación de los cimientos. Por lo tanto, se erige un conjunto de tablas de inclinación y estacas de referencia, colocadas como se muestra en la Figura 23.7, cerca de cada esquina, pero fuera del camino de la construcción.

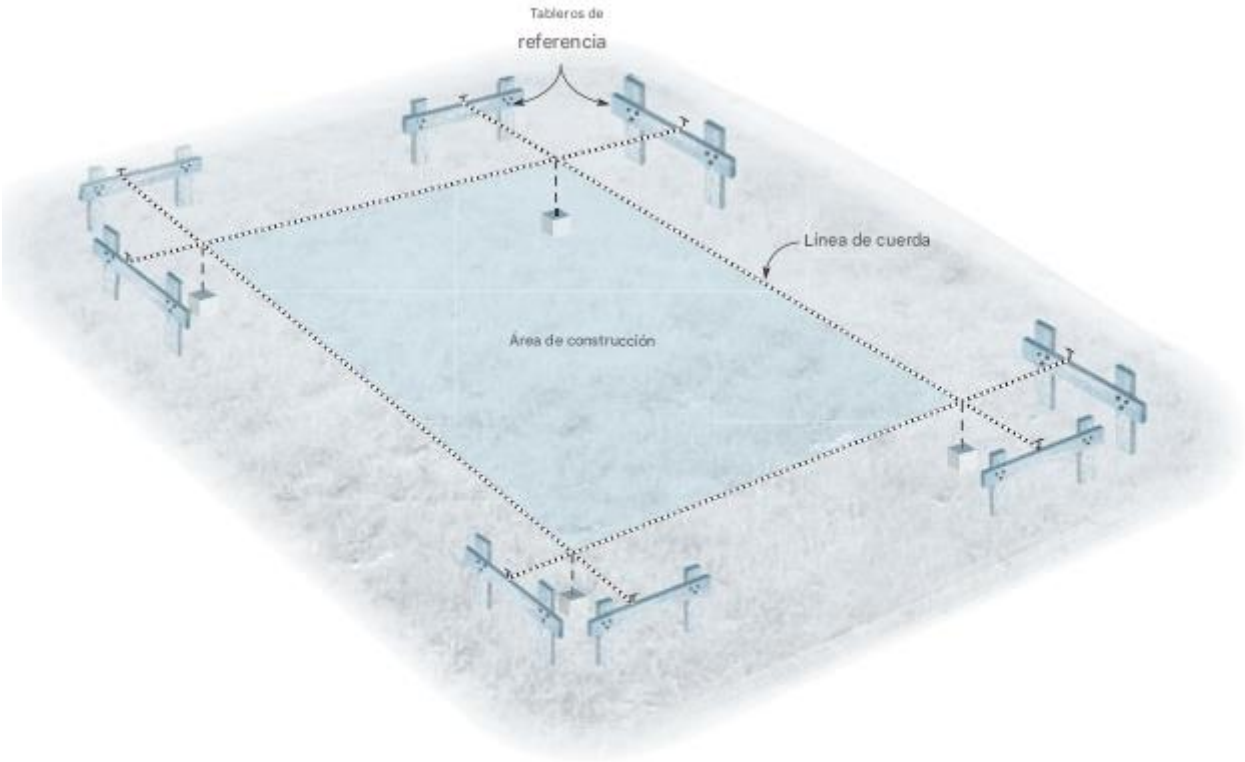


Figura 23.7 Tableros de referencia para el diseño del edificio

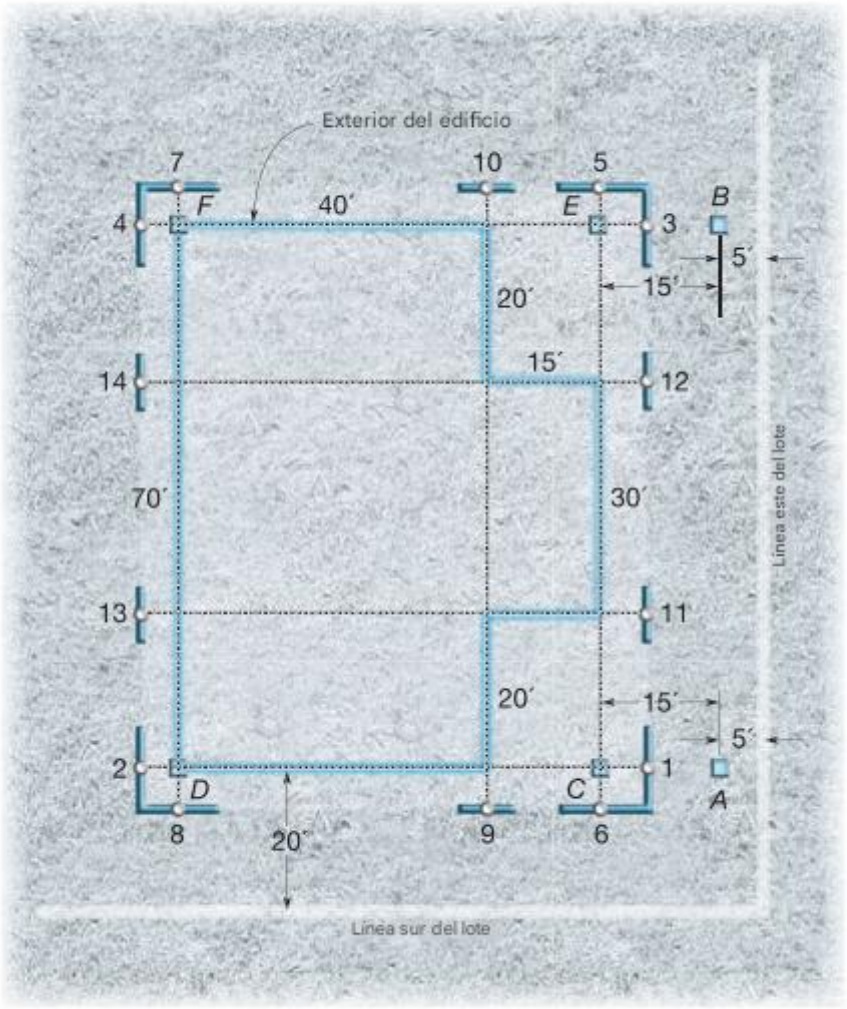


Figura 23.8
Ubicación del edificio en el lote y colocación de la tabla de remate

Las tablas se clavan a un número completo de pies por encima de la base de la cimentación o en la elevación del primer piso. (El procedimiento para colocar las tablas a una elevación deseada se describió en la sección anterior). Los clavos se introducen en la parte superior de las tablas inclinadas de manera que las cuerdas tensadas entre ellas definan la pared exterior o la línea de forma del edificio. El trazado se verifica midiendo diagonales y comparándolas entre sí (para trazados simétricos) o con sus valores calculados. La figura 23.8 ilustra la colocación en un lote y el replanteo de un edificio un poco más complicado. Los siguientes son pasos recomendados en el procedimiento:

1. Coloque los bujes A y B 5,00 pies dentro de la línea del lote este, con el buje A a 20,00 pies de la línea del lote sur y el buje B a 70,00 pies de A. Marque los puntos con precisión con clavos.

2. Coloque un instrumento de estación total sobre el cubo A, mira trasera en el cubo B, y gire un ángulo de 270° en el sentido de las agujas del reloj para colocar los clavos de la tabla de apoyo 1 y 2 y las estacas C y D.

3. Coloque el instrumento sobre el cubo B, mira trasera en el cubo A, y gire un ángulo de 90°. Coloque los clavos de la tabla de apoyo 3 y 4 y las estacas E y F.

4. Mida las diagonales CF y DE y ajuste si el error es pequeño o vuelva a medir si es grande.

5. Coloque el instrumento sobre C, mira trasera en E, y coloque el clavo de la tabla de apoyo 5. Sumerja el instrumento del trípode y coloque el clavo 6.

6. Coloque el instrumento sobre D, la mira trasera en F y coloque el clavo 7. Sumerja y coloque el clavo 8.

7. Coloque los clavos de la tabla de tope 9, 10, 11, 12, 13 y 14 mediante mediciones desde puntos establecidos.

8. Extienda las líneas de cuerda para crear el contorno del edificio y verifique todas las diagonales. (Nota: Cuando se coloca cada tabla de tope, debe colocarse con su parte superior a la elevación correcta). Como alternativa a este procedimiento de replanteo del edificio, se pueden utilizar métodos radiales (descritos en la Sección 9.9). Esto puede reducir sustancialmente la cantidad de configuraciones del instrumento y el tiempo de replanteo requerido. En el método radial, las coordenadas de todas las esquinas del edificio se calculan en el mismo sistema de coordenadas que las esquinas del lote. Luego, el instrumento de estación total se coloca en cualquier punto de control conveniente y se orienta en acimut apuntando a otro punto de control intervisible. Los ángulos y las distancias, calculados a partir de las coordenadas, se trazan para marcar cada esquina del edificio. La medición de las distancias entre puntos adyacentes, así como de las diagonales, permite verificar el trazado. (En la Sección 24.11 se muestra un ejemplo del replanteo radial de una curva circular). Tras construir las tablas de referencia y colocar las piezas transversales a las elevaciones deseadas, los clavos de alineación en las tablas de referencia se pueden fijar tensando cuerdas a través de las esquinas establecidas. Por ejemplo, en la Figura 23.8, con las esquinas D y F marcadas, una cuerda tensada a través de estos dos puntos permite colocar los clavos 7 y 8 en las tablas. Una vez colocadas las cuerdas tras fijar los clavos de las tablas de referencia, se deben verificar las diagonales entre las esquinas y la longitud de los muros. Otro método para replantear edificios consiste en marcar dos puntos en el edificio, ocupar uno de ellos con la estación total, tomar una lectura de referencia en el otro y marcar todos (o muchos) de los puntos restantes a partir de esa configuración utilizando ángulos y distancias precalculados. En algunos casos, se pueden aprovechar los trazados simétricos para ahorrar mucho tiempo. La figura 23.9 muestra una forma de edificio simétrica inusual, que se diseñó rápidamente utilizando sólo dos configuraciones (en los puntos A y O). Con esta elección de estaciones, la mitad de las esquinas se podían establecer desde cada configuración, y se podían utilizar los mismos ángulos y distancias calculados (véanse las notas de campo de la Figura 23.10).

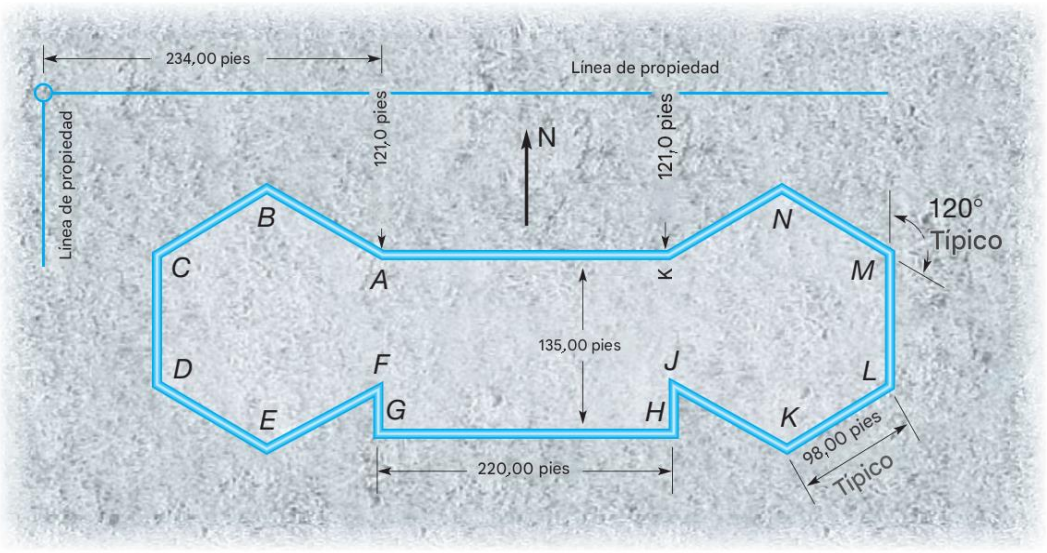


Figura 23.9
Diseño del edificio.

DISEÑO DEL EDIFICIO

Estación	Ángulo	Hacia el	Distancia
		@Punto A	
O	0°00´	Derecha Rt	220,00 pies
F	90°00´	Derecha Rt	98,00 pies
G	90°00´	Derecha Rt	135,00 pies
E	120°00´	Derecha Rt	169,74 pies
D	150°00´	Derecha Rt	196,00 pies
C	180°00´	Derecha Rt	169,74 pies
B	210°00´	Derecha Rt	98,00 pies
		Fuera del punto O	
A	0°00´	Izquierda Lt	220,00 pies
J	90°00´	Izquierda Lt	98,00 pies
H	90°00´	Izquierda Lt	135,00 pies
K	120°00´	Izquierda Lt	169,74 pies
L	150°00´	Izquierda Lt	196,00 pies
M	180°00´	Izquierda Lt	169,74 pies
N	210°00´	Izquierda Lt	98,00 pies

Figura 23.10
Ángulos y distancias precalculados para el diseño del edificio

Nuevamente, si se utiliza este método, es esencial verificar suficientes dimensiones entre las esquinas marcadas para asegurar que no se hayan cometido errores o equivocaciones importantes. Para controlar las elevaciones en una obra de construcción, se debe establecer un punto de referencia (dos o más para proyectos grandes) fuera de los límites de la construcción pero dentro de un rango visual fácil. Se pueden usar láseres giratorios (ver Sección 23.2.1) para controlar las elevaciones de la parte superior de las zapatas, pisos, etc. Las miras permanentes son útiles para establecer las líneas principales de la estructura. Se pueden usar objetivos o marcas en edificios existentes cercanos si el movimiento debido a efectos térmicos o asentamientos se considera insignificante. En estructuras de hormigón armado, como muros de contención, son necesarias líneas de compensación porque la cara exterior del muro está obstruida. Se pueden marcar primero las posiciones de elementos como zapatas interiores, pernos de anclaje para columnas y tuberías o equipos especiales. También se pueden utilizar discos de topografía, marcas en pernos o superficies de hormigón y pasadores de acero. Las tablas de nivelación colocadas dentro de las dimensiones del edificio para las zapatas de las columnas deben retirarse a medida que avanza la construcción. En edificios de varios pisos, se

requiere cuidado para asegurar la alineación vertical en la construcción de muros, columnas, huecos de ascensores, acero estructural, etc. Un método para comprobar la verticalidad de los elementos construidos es apuntar cuidadosamente la línea de visión de una estación total a una marca de referencia en la base del elemento. Luego, la línea de visión se eleva hasta su parte superior. Para un instrumento que ha sido cuidadosamente nivelado y que está correctamente ajustado, la línea de visión definirá un plano vertical a medida que se eleva. No se debe asumir que el instrumento está bien ajustado; por lo tanto, la línea debe elevarse tanto en la posición directa como en la inversa es necesario comprobar la verticalidad en dos direcciones perpendiculares al utilizar este procedimiento. Para guiar la construcción de elementos verticales en tiempo real, se pueden instalar dos instrumentos con sus líneas de visión orientadas perpendicularmente entre sí y monitorizar verticalmente a medida que avanza la construcción. Alternativamente, se pueden utilizar láseres para guiar y monitorizar la construcción vertical. Si el topógrafo no considera suficientemente los puntos de control básicos necesarios, el mejor método para establecerlos y el enfoque más eficiente para el replanteo de un edificio, el trabajo puede ser un proceso largo y difícil. Se debe minimizar el número de configuraciones de instrumentos para ahorrar tiempo y realizar los cálculos en la oficina, si es posible, en lugar de en el campo mientras un equipo de topografía espera.

■ 23.7 REPLANTEO DE CARRETERAS

Los alineamientos para carreteras, ferrocarriles y otras rutas de transporte se diseñan después de un estudio cuidadoso de los mapas existentes, fotografías aéreas y datos topográficos preliminares del área. De las rutas alternativas, se selecciona la que mejor cumple con los objetivos generales al tiempo que minimiza los costos y los impactos ambientales. Antes de que comience la construcción, el topógrafo debe transferir la alineación (ya sea la línea central o una línea de referencia desplazada) al terreno. Normalmente, el replanteo comienza en el punto inicial donde se traza el primer segmento recto (tangente), colocando estacas a intervalos de 100 pies si se utiliza el sistema inglés de unidades, o a intervalos de 30 o 40 metros si se emplea el sistema métrico. El replanteo (este tema se describe en la Sección 5.9.1) continúa hasta que la alineación planificada cambia de dirección en el primer punto de intersección (PI). Allí se mide el ángulo de desviación y se traza la segunda tangente hacia adelante hasta el siguiente PI, donde también se mide el ángulo de desviación. El proceso continúa hasta el punto final. El replanteo continuo desde el punto inicial hasta el final puede generar grandes errores acumulados en proyectos largos. Por lo tanto, se debe verificar el trabajo realizando frecuentes anotaciones a puntos de control horizontales intermedios y realizar los ajustes necesarios. Como alternativa, en proyectos más pequeños, los alineamientos pueden trazarse desde ambos extremos hasta un punto cercano al centro.

Una vez establecidas las tangentes, se insertan curvas horizontales (generalmente arcos circulares) en todos los PIs según el plano. El tema de las alineaciones horizontales, incluidos los métodos para calcular y trazar curvas horizontales, se trata en detalle en el Capítulo 24. Las alineaciones verticales se describen en el Capítulo 25. Una vez establecida la línea central o línea de referencia (incluidas las curvas), los PIs, los puntos intermedios en tangentes (POTs) en tangentes largas y los puntos donde comienzan (PCs) y terminan (PTs) las curvas horizontales se referencian utilizando los procedimientos descritos en la Sección 9.5. Los puntos utilizados para la referencia deben ubicarse de forma segura fuera de los límites de construcción. La referencia es importante porque los puntos de la línea central se destruirán durante varias fases de la construcción y deberán reemplazarse varias veces. También se establecen puntos de referencia a intervalos regulares (generalmente no más de 1000 pies de distancia) a lo largo de la ruta. Estos elementos se colocan en la franja de derecho de vía, lo suficientemente lejos del eje central para evitar su destrucción, pero a la vez para facilitar el acceso.

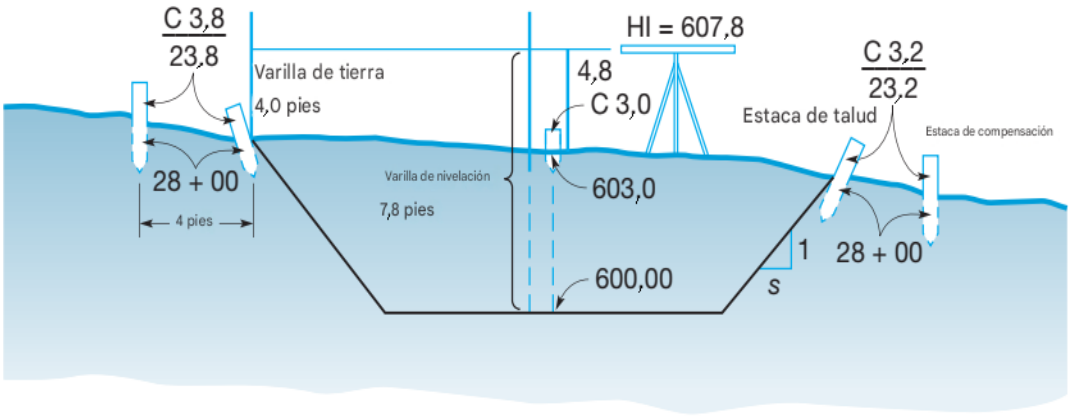


Figura 23.11
Estacas de talud (no se muestran los arcenes ni las cunetas).

Una vez establecida la línea central o de referencia, se deben colocar estacas que marquen la servidumbre de paso. Esto se suele hacer midiendo con precisión las desviaciones perpendiculares desde la línea de referencia establecida. La servidumbre de paso se marca en cada cambio de ancho, en todos los cambios de alineación, incluyendo cada PC y PT, y en suficientes puntos intermedios a lo largo de las tangentes para que quede claramente delimitada. Cuando se han marcado la línea de referencia y la servidumbre de paso, se delimitan los límites de la construcción para que el contratista pueda despejar el área de obstrucciones. Posteriormente, algunos contratistas desean que se coloquen puntos en la servidumbre de paso con elevaciones de subrasante, que muestren el corte o relleno hasta una elevación determinada, para su uso en la nivelación inicial y la excavación preliminar del material sobrante. Para guiar al contratista en la realización de las excavaciones y terraplenes finales, se clavan estacas de talud en las intersecciones de talud (intersecciones del terreno original y cada talud lateral), o a una corta distancia, quizás 4 pies (véase la Figura 23.11). El corte o relleno en cada ubicación está marcado en la estaca de pendiente. Tenga en cuenta que no hay corte o relleno en una estaca de pendiente; el valor dado es la distancia vertical desde la elevación del terreno en la estaca de pendiente hasta la pendiente. Las estacas de pendiente se colocan en puntos que tienen la misma elevación del terreno y pendiente. Esto sucede cuando una línea de pendiente cambia de corte a relleno, o viceversa. Como se muestra en la Figura 23.12, normalmente hay tres secciones de transición al pasar de corte a relleno (o viceversa), y se coloca una estaca de pendiente en cada una. Una línea que conecta las estacas de pendiente, tal vez trazada en el terreno, define el cambio de corte a relleno, como veremos en la línea ABC en la Figura 26.1. Las estacas de pendiente se pueden colocar en ubicaciones de intersección de pendiente predeterminadas en la oficina a partir de datos de sección transversal. (Los métodos para determinar las intersecciones de talud a partir de secciones transversales se describen en el Capítulo 26). Si se utilizan intersecciones de talud predeterminadas, la elevación del terreno en cada estaca debe verificarse en el campo para comprobar su concordancia con la sección transversal. Si existe una discrepancia significativa en la elevación, la posición de la estaca debe ajustarse mediante un método de ensayo y error, como se muestra en el Ejemplo 23.1. La cantidad de corte o relleno marcada en la estaca se calcula a partir de la diferencia real de elevación entre el terreno en la estaca de talud y la elevación de la pendiente. Si las intersecciones de talud no se han calculado previamente a partir de los datos de la sección transversal, las estacas de talud se ubican mediante un método de ensayo y error basado en cálculos mentales que involucran la varilla de nivelación, la varilla de tierra, la mitad del ancho de la calzada y las pendientes laterales por lo general, uno o dos intentos son suficientes para fijar la posición de la estaca dentro de un margen de error admisible de 0,3 a 0,5 pies para la nivelación inicial.

	Estación	L	CL	R
(a)	61 + 20	C 8,2 / 28,2	C 3,9	C 0,0 / 20,0
(b)	61 + 70	C 4,0 / 24,0	C 0,0	F 6,4 / 29,6
(c)	61 + 95	C 0,0 / 20,0	F 3,3	F 5,7 / 28,5

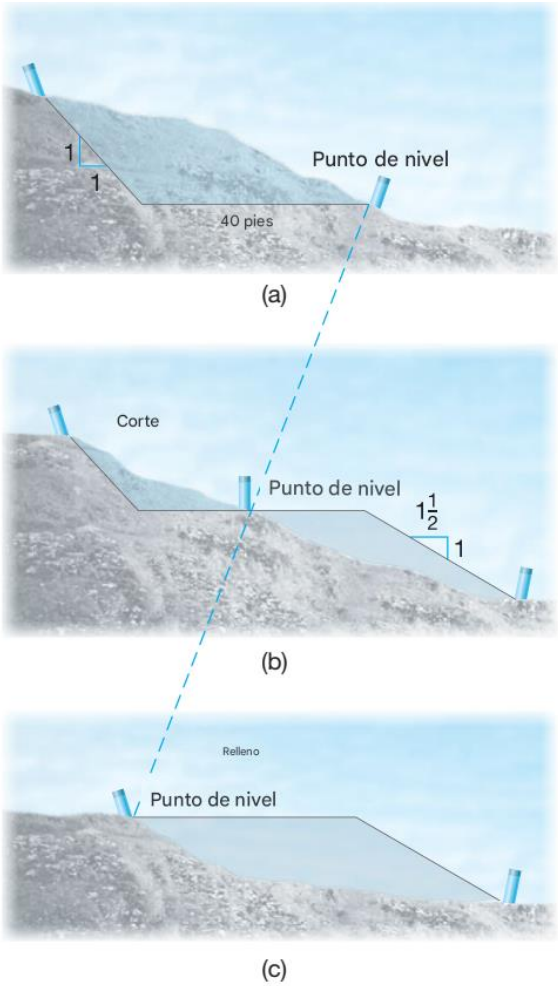


Figura 23.12
Puntos de nivel en secciones de transición

Una o dos pruebas suelen ser suficientes para fijar la posición de la estaca dentro de un margen de error admisible de 0,3 a 0,5 pies para una nivelación aproximada. La infinidad de variaciones del terreno impide el uso de una fórmula estándar en el replanteo de taludes. Un topógrafo experimentado emplea únicamente cálculo mental, sin papel borrador ni calculadora. Ya sea utilizando el método descrito en el Ejemplo 23.1 o cualquier otro, deben seguirse procedimientos sistemáticos para evitar confusiones y errores. El Ejemplo 23.1 enumera los pasos secuenciales que deben tomarse en el replanteo de taludes, asumiendo, para simplificar, las condiciones académicas de una carretera nivelada. En la práctica, los carriles de circulación y los arcenes de las carreteras modernas tienen taludes laterales para el drenaje, luego un talud más pronunciado hacia una cuneta en el corte, y otro talud hacia la ladera hasta la intersección del talud. Estas plantillas de diseño de la calzada a menudo pueden cargarse en un colector de datos para el replanteo en campo. Las secciones de transición pueden tener anchos de la mitad de la calzada en los cortes diferentes a los de los rellenos para acomodar las cunetas, y taludes laterales más planos para los rellenos que tienden a ser menos estables que los cortes. Pero los mismos pasos básicos siguen siendo válidos y los estudiantes pueden ampliarlos después de aprender el enfoque fundamental.

■ Ejemplo 23.1

Enumere los procedimientos de campo, incluidos los cálculos, necesarios para colocar estacas de talud para una plataforma de carretera nivelada de 40 pies de ancho con taludes laterales de 1:1 en corte y 1-1/2:1 en relleno (ver Figuras 23.11 y 23.12).

Solución

1. Calcule el corte en la estaca de la línea central a partir de las elevaciones de perfil y pendiente (603,0 — 600,0 = C 3,0 en la Figura 23.11). Verifique en campo por la vara de pendiente menos la vara de tierra = 7,8 — 4,8 = C 3,0 pies. Marque la estaca C 3,0/0,0. (En algunos trabajos se omite la estaca central y las estacas se colocan sólo en las intersecciones de la pendiente).

2. Estime la diferencia de elevación entre el punto de la estaca de talud del lado izquierdo (20+ pies de distancia) y la estaca central. Aplique la diferencia, digamos, +0,5 pies, al corte central y obtenga un corte estimado de 3,5 pies.

3. Calcule mentalmente la distancia hasta la estaca de pendiente, 20 + 1(3,5) = 23,5 pies, donde 1 es la pendiente lateral.

4. Sostenga el extremo cero de una cinta métrica en la estaca central mientras el operario de la mira sale en ángulo recto con el otro extremo y sostiene la mira a 23.5 pies. [El ángulo recto se puede establecer con un prisma (ver Figura 16.10) o utilizando un instrumento de estación total.]

5. Olvide todos los cálculos anteriores para evitar la confusión de demasiados números y recuerde sólo el valor de la mira de pendiente.

6. Lea la varilla con el nivel y obtenga el corte de la varilla de nivelación menos la varilla de tierra, tal vez 7,8 — 4,0 = C 3,8 pies.

7. Calcule la distancia requerida para este corte, 20 + 1(3,8) = 23,8 pies.

8. Verifique la cinta para ver qué se está sosteniendo realmente y encuentre que son 23,5 pies.

9. La distancia está dentro de unas décimas de pie y es suficientemente cerca. Muévase a 23,8 pies si el terreno está nivelado y clave la estaca. Muévase más lejos si el terreno está inclinado hacia arriba, ya que resultaría un corte mayor, y por lo tanto la estaca de pendiente debe estar más allá de la distancia calculada, o no tan lejos si el terreno ha comenzado a inclinarse hacia abajo, lo que da un corte más pequeño.

10. Si la distancia ha sido muy errónea, haga una mejor estimación del corte, calcule una nueva distancia y tome una lectura para repetir el procedimiento.

11. Al salir al otro lado, el encargado de la mira alinea la estaca de pendiente central y la izquierda para obtener la dirección de ángulo recto.

12. Para ubicar las estacas de pendiente en el borde de la carretera, una persona lleva el extremo cero de la cinta a lo largo de la línea central mientras el encargado de la mira camina en paralelo, manteniendo la marca de 20 pies hasta que se encuentre la lectura requerida de la mira de tierra por ensayo y error. Tenga en cuenta que la mira de pendiente cambia durante el movimiento, pero se puede calcular en intervalos de 5 ó 10 pies. El encargado de tomar notas debe tener la mira de pendiente listada en el libro de campo para referencia rápida en estaciones completas y otros puntos donde se deben colocar estacas de pendiente.

13. Los puntos de pendiente en la línea central se ubican utilizando una estimación inicial determinada comparando el corte y el relleno en estaciones anteriores y posteriores.

La práctica varía según la organización, pero a menudo la estaca de talud se coloca 4 pies más allá de la intersección de la pendiente. Se marca con el corte o relleno requerido, la distancia desde el eje central hasta el punto de la estaca, la relación de pendiente lateral y la mitad del ancho de la base anotada en el lado que da al eje central. La ubicación se indica en el reverso. También se puede colocar una estaca de referencia con la misma información a 6 pies o más lejos del camino de desmonte y nivelación. En las secciones de transición, se marcan los puntos de las estacas de nivelación. Los instrumentos de estación total, con su capacidad para reducir automáticamente las distancias de pendiente medidas a componentes horizontales y verticales, aceleran significativamente el replanteo de taludes, especialmente en terrenos accidentados donde las elevaciones de intersección de la pendiente difieren mucho de la pendiente del eje central. Cuando el colector de datos permite al usuario ingresar la plantilla de diseño (ver Sección 26.3), puede determinar rápidamente las posiciones de las estacas de talud utilizando datos observados en campo. Los receptores GNSS que operan en modo cinemático en tiempo real (ver Capítulo 15) también pueden usarse ventajosamente en este tipo de terreno si hay visibilidad satelital. Combinados con un sistema de control de maquinaria (véase la Sección 23.11), los receptores GNSS permiten a los operadores de maquinaria pesada dar forma al diseño sin necesidad de estacas. El replanteo de taludes debe hacerse con sumo cuidado, ya que una vez que se inician los terraplenes de corte y relleno, es difícil y costoso modificarlos si se descubre un error. Después de que la nivelación inicial haya dado forma a los cortes y terraplenes hasta casi la elevación final, la pendiente final se construye con mayor precisión a partir de topes azules (estacas cuyas puntas se clavan hasta la elevación de la pendiente y luego se marcan con una quilla azul o pintura en aerosol). Estos no suelen estar desplazados, sino que se clavan directamente en el eje central o en los puntos de los hombros. El procedimiento para colocar los topes azules a la elevación de pendiente requerida se describe en la Sección 25.8. Las pendientes de carreteras y ferrocarriles a menudo se pueden

redondear a múltiplos de 0,05 o 0,10 por ciento sin aumentar apreciablemente los costos de movimiento de tierras ni sacrificar un buen drenaje. Las calles necesitan una pendiente mínima del 0,50 % para el drenaje de intersección a intersección o desde el centro de la cuadra en ambas direcciones hasta las esquinas. También se les da forma de corona para permitir el flujo lateral hacia las cunetas. Los perfiles de drenaje, preparados para verificar o construir secciones transversales de drenaje, pueden usarse para ubicar con precisión las estructuras de drenaje y las servidumbres. Un ingeniero experimentado, al ser preguntado sobre los tres elementos más importantes en la construcción de carreteras, respondió reflexivamente: "drenaje, drenaje y drenaje". Un buen levantamiento topográfico y un buen diseño deben cumplir con este requisito. Para garantizar un drenaje sin obstrucciones después de la construcción, se deben colocar alcantarillas en la mayoría de las secciones de relleno para que el agua pueda continuar fluyendo en su patrón normal de un lado del terraplén al otro. Al marcar las alcantarillas, sus ubicaciones, ángulos de inclinación, si los hay, longitudes y cotas de fondo se toman de los planos. Las alineaciones y pendientes requeridas de las tuberías se marcan usando estacas, desplazadas desde cada extremo de la línea central extendida de la tubería. La cota de fondo (o un número par de pies por encima o por debajo de ella) se anota en la estaca. Este procedimiento de campo, al igual que la colocación de estacas de pendiente, requiere marcar un punto en la estaca donde la lectura de la mira sea igual a la diferencia entre la pendiente requerida HI y el índice de altura actual del instrumento de nivelación. Una vez completada la subrasante, si la carretera se va a pavimentar con hormigón rígido, se necesitarán estacas de pavimentación para guiar esta operación. Suelen ser varillas de acero de aproximadamente 1/2 pulgada de diámetro, clavadas para marcar una línea de compensación paralela a un borde del pavimento requerido. Esta línea generalmente se estaca a intervalos de 50 pies, pero se puede usar un espaciado más pequeño en curvas pronunciadas. La pendiente final (o una paralela a ella pero desplazada verticalmente por encima) se marca en las estacas usando cinta adhesiva o fijando un dispositivo especial para sujetar la cuerda. Nuevamente en esta operación, las elevaciones se establecen marcando la estaca donde una lectura de la varilla es igual a la diferencia entre la pendiente final (o una desplazada verticalmente) y un HI actual. (La necesidad de puntos de referencia frecuentes del proyecto en ubicaciones convenientes es obvia). Los estudios de reubicación de servicios públicos pueden ser necesarios en relación con la construcción de carreteras; por ejemplo, las tapas de pozos de registro o cajas de válvulas deben colocarse a la pendiente correcta antes de que comience el movimiento de tierras para que se ajusten a la pendiente final. Aquí se debe considerar la elevación diferencial resultante de la pendiente transversal de la superficie. Los servicios públicos se localizan por estación de línea central y distancia de compensación. El trazado de vías férreas, sistemas de transporte rápido y canales sigue los mismos métodos generales descritos anteriormente para las carreteras.

■ 23.8 OTROS LEVANTAMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN

Para la planificación y construcción de terraplenes, puentes y plataformas marinas, a menudo es necesario realizar levantamientos hidrográficos (véase la Sección 17.12). Este tipo de proyectos requiere procedimientos especiales para resolver el problema de establecer posiciones horizontales y profundidades donde es imposible sostener una varilla o reflector. Se utilizan equipos y procedimientos topográficos modernos, y dispositivos de mapeo por sonar, para trazar secciones transversales de dragado para la excavación de zanjas submarinas y el trazado de tuberías. Hoy en día, más oleoductos cruzan ríos, lagos y bahías más anchos que nunca. Los gigantescos proyectos de oleoductos en curso para transportar petróleo crudo, gas natural y agua han introducido numerosos problemas y soluciones nuevos. El permafrost, las temperaturas extremadamente bajas y la necesidad de proporcionar pasos para animales son ejemplos de problemas especiales asociados con los proyectos de construcción de oleoductos en Alaska. Los grandes proyectos de movimiento de tierras, como presas y diques, requieren un control permanente generalizado para configuraciones rápidas y reemplazo frecuente de fallas de talud, todo lo cual puede desaparecer bajo el relleno en un día. Las señales fijas de elevación y alineación pintadas o montadas en las paredes de cañones o laderas pueden marcar líneas de referencia importantes. Las fallas de algunas estructuras grandes demuestran la necesidad de monitorearlas periódicamente para poder realizar cualquier trabajo correctivo necesario. Los levantamientos subterráneos en túneles y minas requieren transferir líneas y elevaciones desde el suelo, a menudo hacia abajo por los pozos. Las direcciones de las líneas en los túneles de las minas se pueden establecer de manera más conveniente utilizando giroscopios que buscan el norte. En otro método, que todavía se practica, dos plomadas pesadas colgadas de cables (y humedecidas con aceite o agua) desde lados opuestos de la abertura de la superficie se pueden alinear con una estación total allí y en el túnel. (Un colimador vertical también proporcionará dos puntos en la línea bajo tierra). Una

estación total o láser se "desliza" (ver Sección 8.16) sobre la línea corta definida por los dos cables de las plomadas, una marca de estación colocada en el techo del túnel sobre el instrumento, y la línea se extiende. Posteriormente, se realizan los montajes bajo estacas (clavos de topografía con ganchos) ancladas en el techo. Las elevaciones se marcan con cinta adhesiva u otros métodos. Los puntos de referencia y las estaciones de instrumentación se colocan en el techo, fuera del alcance del equipo.

En todos los proyectos de gran envergadura se realizan levantamientos topográficos periódicos para verificar el progreso y realizar los pagos al contratista. Finalmente, se lleva a cabo un levantamiento de obra terminada para determinar el cumplimiento de los planos, registrar los cambios, efectuar el pago final del contrato y documentar el proyecto para futuras referencias. La construcción de aviones y barcos requiere equipos y métodos especiales, propios de una rama única de la topografía denominada instrumentación óptica. La ubicación y el montaje precisos de plataformas petrolíferas marinas, a muchos kilómetros de la costa, utilizan nuevas tecnologías de topografía, principalmente los sistemas globales de navegación por satélite.

■ 23.9 LEVANTAMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN CON INSTRUMENTOS DE ESTACIÓN TOTAL

Los procedimientos descritos aquí se aplican a la mayoría de los instrumentos de estación total, aunque algunos pueden requerir colectores de datos con interfaz para realizar las operaciones descritas. Antes de usar una estación total para el replanteo, es necesario orientar el instrumento. Dependiendo del tipo de proyecto, puede ser necesaria la orientación horizontal o tanto horizontal como vertical. Por ejemplo, si sólo se están replanteando las esquinas de los lotes de una subdivisión, entonces solo se necesita la orientación horizontal (establecer la posición del instrumento y la dirección de apuntamiento). Si se van a colocar estacas de nivelación, entonces el instrumento también debe orientarse verticalmente (determinar su HI). Con los instrumentos de estación total, se utilizan comúnmente tres métodos para la orientación horizontal:

(1) acimut,

(2) coordenadas y

(3) resección.

Los dos primeros se aplican cuando se ocupa un punto de control existente, y el último se utiliza cuando el instrumento se instala en un punto que no es de control. En la orientación azimutal, se introducen en el instrumento las coordenadas de la estación de control ocupada y el azimut conocido de una estación de referencia. Si las coordenadas de la estación ocupada se han descargado en el instrumento antes de salir al campo, sólo es necesario introducir su número de punto. A continuación, se apunta a la estación de referencia y, una vez completado, el azimut de la línea se transfiere a la estación total mediante una pulsación de tecla, apareciendo en la pantalla. El método de orientación por coordenadas utiliza el mismo procedimiento, con la diferencia de que se introducen las coordenadas tanto de la estación ocupada como de la de referencia. De nuevo, estos datos podrían haberse descargado previamente, de modo que sólo sería necesario introducir los números que identifican a las dos estaciones. El instrumento calcula el azimut de la línea de referencia a partir de las coordenadas, lo muestra y solicita al operador que apunte a la estación de referencia. Una vez completada la referencia, el azimut se transfiere al instrumento mediante una pulsación de tecla y aparece en la pantalla. En el procedimiento de resección, se ocupa una estación cuya posición se desconoce y se determina la posición del instrumento mediante la observación de dos o más estaciones de control (véanse las Secciones 11.7 y 11.10). Esto resulta muy conveniente en proyectos donde un punto de gran elevación en un área abierta ofrece buena visibilidad a todos (o la mayoría) de los puntos que se van a replantear. Como se ha indicado, se deben observar dos o más puntos de control. Se realizan observaciones de ángulos, o de ángulos y distancias, hasta las estaciones de control. A continuación, el microprocesador calcula la posición del instrumento mediante los métodos descritos en las Secciones 11.7 y 11.10. Las condiciones del proyecto normalmente determinarán el procedimiento de orientación a utilizar. Independientemente del procedimiento seleccionado, una vez completada la orientación, se realiza una verificación la cual se debe realizar observando otro punto de control y comparando el acimut y la distancia observados con sus valores conocidos.

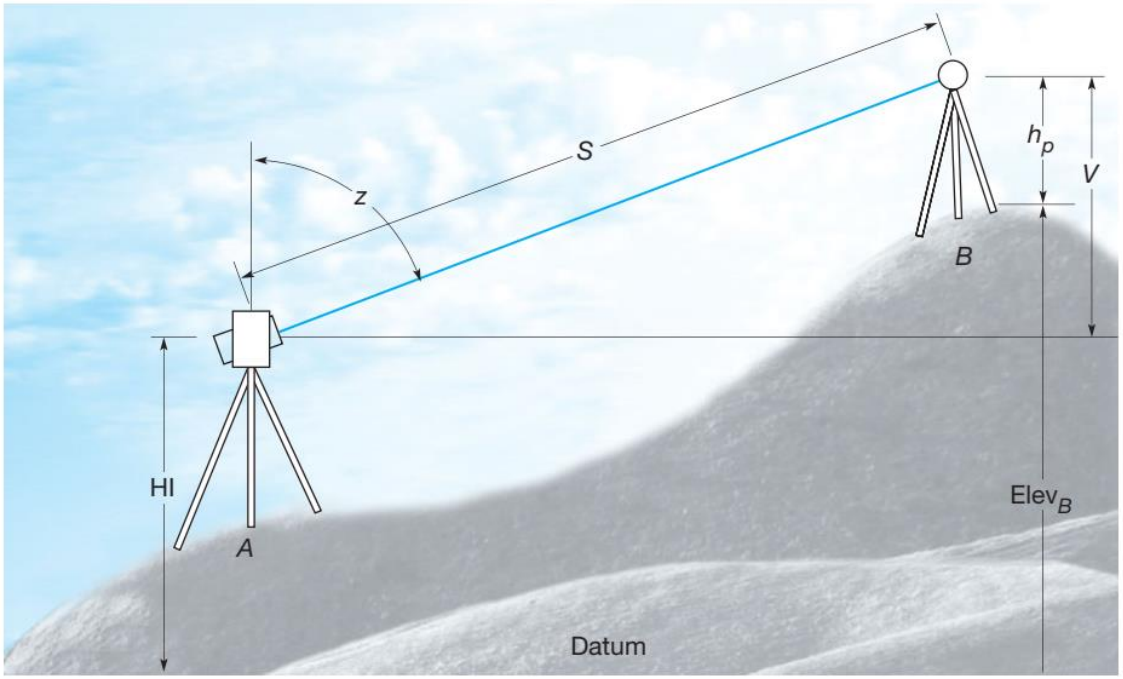


Figura 23.13
Orientación vertical de la estación total.

Si existe una discrepancia, se debe repetir el procedimiento de orientación. También es recomendable verificar la orientación a intervalos regulares después de comenzar el replanteo, especialmente en proyectos grandes. De hecho, si es posible, se debe dejar un reflector en un punto de control sólo para ese propósito. La orientación vertical de una estación total (es decir, determinar su HI) se puede lograr utilizando uno de dos procedimientos. El caso más simple ocurre si se conoce la elevación de la estación ocupada, ya que entonces solo es necesario medir cuidadosamente y sumar la hi (altura del instrumento sobre el punto) a la elevación del punto. Si se desconoce la elevación de la estación ocupada, entonces se debe apuntar otra estación de elevación conocida. La situación se ilustra en la Figura 23.13, donde el instrumento está ubicado en la estación A de elevación desconocida, y se apunta la estación B cuya elevación es conocida. A partir de la distancia de pendiente S y el ángulo cenital z, el instrumento calcula V. Entonces su HI es

$$HI = elev_B + h_r - V \qquad (23.1)$$

donde h_r es la altura del reflector sobre la estación B. Al igual que con la orientación horizontal, es una buena práctica verificar la orientación vertical del instrumento apuntando a un segundo punto de control vertical. Una vez completada la orientación, se puede comenzar el replanteo del proyecto. En general, el replanteo es un problema bidimensional o tridimensional. El replanteo de lotes de una subdivisión o el trazado de alineaciones de construcción horizontales generalmente es bidimensional. El replanteo de taludes, la configuración de la capa superior azul, el trazado de tuberías y la colocación de tableros de talud requieren tanto la posición horizontal como la elevación y, por lo tanto, son tridimensionales. Para el replanteo bidimensional, después de descargar el archivo de coordenadas de todas las estaciones de control y los puntos a replantear y orientar el instrumento horizontalmente, se introduce el número de identificación de un punto a replantear en el instrumento a través del teclado. El microprocesador calcula inmediatamente la distancia horizontal y acimut necesarios para marcar el punto. Se muestra la diferencia entre la dirección de apuntamiento actual del instrumento y la requerida. El operador gira el telescopio hasta que la diferencia sea cero para lograr la dirección requerida. Con estaciones totales con capacidades robóticas, el instrumento girará en la dirección del acimut correcto sin ninguna intervención adicional del operador. Después de la alineación del acimut, se debe marcar la distancia al punto. Para ello, se dirige el reflector hacia la alineación del acimut y se toma una lectura de distancia horizontal, tras lo cual se muestra la diferencia entre esta y la requerida. Luego, se dirige el reflector hacia adentro o hacia afuera, según sea necesario, hasta que la diferencia de distancia sea cero y se coloca la estaca allí. Un radio bidireccional es invaluable para comunicarse con la persona que maneja el reflector durante esta operación. Además, a menudo se puede usar una cinta métrica pequeña para acelerar el proceso de ubicar la mira en su posición correcta. Este procedimiento para el replanteo se analiza con más detalle en la Sección 24.13, y se presenta un problema de ejemplo. Se han desarrollado sistemas de seguimiento especiales para ayudar al operador del reflector a alinearse con la estación. Por ejemplo, algunas estaciones totales utilizan luces de "restricción" y "parpadeantes"

para indicar si el reflector está a la izquierda o a la derecha de la línea de visión, mientras que otras utilizan luces de diferentes colores. Al ver estas luces, el operador del prisma sabe inmediatamente en qué dirección moverse para alinearse. Para el replanteo tridimensional, la estación total debe estar orientada tanto vertical como horizontalmente. La parte inicial del replanteo tridimensional es exactamente igual a la descrita para el procedimiento bidimensional; es decir, primero se establece la posición horizontal de la estaca. Luego, simultáneamente con la observación de la posición horizontal de la estaca, se determina su componente vertical y, por lo tanto, su elevación. La diferencia AZ entre la elevación requerida y la elevación de la estaca se muestra con un signo más o menos; el primero indica relleno y el segundo, corte. Esta información se comunica al operador del reflector para marcar la estaca o para introducirla gradualmente más abajo hasta alcanzar la pendiente requerida o, si se desea, una cantidad par de pies por encima o por debajo de la pendiente. Gracias a la alta precisión que ofrecen las estaciones totales, es posible colocar estacas a gran distancia del instrumento y, por lo tanto, establecer numerosos puntos desde una sola configuración. De hecho, a menudo se puede replantear un proyecto completo desde una única ubicación. Esto es posible, en muchos casos, gracias a la flexibilidad que proporciona la orientación de la resección en la colocación del instrumento. Cabe recordar que, si se trata de replanteos tridimensionales a grandes distancias, se debe tener en cuenta la curvatura y la refracción de la Tierra (véase la Sección 4.4). Asimismo, con las estaciones totales, cada punto se establece de forma independiente, por lo que no se dispone de comprobaciones inherentes. Por consiguiente, las comprobaciones deben realizarse repitiendo las observaciones, verificando las ubicaciones desde diferentes estaciones de control o midiendo entre las estaciones replanteadas para determinar su precisión relativa.

■ 23.10 LEVANTAMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN CON EQUIPOS GNSS

Cualquiera de los métodos de levantamiento GNSS descritos en los capítulos 14 y 15 puede utilizarse en proyectos de construcción. En concreto, los levantamientos estáticos pueden emplearse para establecer el control del proyecto y los levantamientos cinemáticos para generar mapas para la planificación y el diseño. Por último, los levantamientos cinemáticos en tiempo real (RTK) (véase el capítulo 15) pueden utilizarse para ubicar las estacas de construcción.

El receptor base no tiene que ocupar una estación con coordenadas GNSS conocidas. En su lugar, se puede instruir al software de la aplicación para que determine su posición en modo autónomo. Este proceso determina las coordenadas del receptor de la estación base utilizando métodos de posicionamiento de puntos, lo que produce coordenadas de baja precisión. Sin embargo, todos los puntos determinados desde esta estación tendrán precisiones de tipo GNSS relativas a las coordenadas de la estación base. El proceso de localización descrito en las Secciones 15.8 y 19.6.6 transforma este conjunto de coordenadas GNSS de baja precisión en el marco de referencia de control del proyecto, eliminando las imprecisiones de las coordenadas autónomas de la estación base. Como se explica en las Secciones 15.8 y 19.6.6, se debe tener cuidado de asegurar que los puntos localizados mediante GNSS se ubiquen en el mismo marco de referencia que las coordenadas del proyecto. Como se explica en la Sección 15.9, se debe establecer un control de proyecto suficiente, conocido en el marco de referencia local, en el perímetro del proyecto de construcción. Antes de replantear cualquier punto, el receptor GNSS debe ocupar este control y determinar sus coordenadas en el marco de referencia WGS 84; estas son las coordenadas GNSS. Utilizando las coordenadas del proyecto y las coordenadas GNSS, se calculan los parámetros de transformación (véase la Sección 19.6.6) para que las coordenadas derivadas del GNSS puedan transformarse al marco de referencia local del proyecto. Es importante que esta transformación se realice sólo una vez en un proyecto e incluya un control importante en la transformación. Es decir, si se utilizó un punto de referencia en el estribo de un puente para diseñar una estructura de reemplazo, entonces este punto de referencia debe incluirse en el proceso de localización independientemente de su ubicación en el proyecto. El proceso de localización debe realizarse sólo una vez durante un proyecto de construcción para evitar la introducción de parámetros de orientación variables causados por errores aleatorios. Una vez aceptada la localización, los parámetros de transformación deben distribuirse entre los distintos receptores GNSS que participan en el proyecto. También se deben establecer puntos de control adicionales en ubicaciones críticas del proyecto de construcción para facilitar la ubicación de los receptores de la estación base, las estaciones totales (en condiciones de vegetación densa) y los niveles láser para trabajos de acabado. Si bien el tipo de radio y antena determinará el alcance de la estación base, estas suelen tener un alcance de aproximadamente 10 km. Por lo tanto, se debe establecer un control horizontal suficiente para cubrir dicho alcance. Sin embargo, el control vertical suele estar limitado por el alcance del nivel láser, por lo que a menudo se requieren puntos de referencia cada 1000 a 1500 pies.

En el replanteo de obras mediante métodos de topografía RTK, se necesitan al menos dos receptores. Cada uno está equipado con una radio. Un receptor se ubica en una estación de control cercana y el otro, denominado "rover", se desplaza de un punto (a replantear) a otro. Es necesario conocer las coordenadas del proyecto de los puntos replanteados antes de colocar las estacas. La radio base transmite las señales satelitales sin procesar del receptor base al rover. En el rover, el software procesa las señales satelitales de ambos receptores en tiempo real mediante técnicas de posicionamiento relativo (véase la Sección 13.9). Esto determina la ubicación del rover con respecto a la estación base. Si las coordenadas observadas no coinciden con los valores requeridos para el punto que se está replanteando, el controlador GNSS indicará la dirección y la distancia que debe recorrer el rover. La posición del rover se ajusta hasta que se alcanza la coincidencia y la estaca se coloca en esa ubicación. Si bien se pueden lograr excelentes precisiones horizontales con GNSS, las elevaciones son menos fiables. Las alturas elipsoidales determinadas por GNSS suelen ser con una precisión de unos pocos centímetros, para obtener una altura ortométrica (elevación con respecto al datum), se debe aplicar la altura geoidal como se explica en la Sección 19.5. Las alturas geoidales no se conocen con exactitud, pero existen modelos que proporcionan valores generalmente precisos con una exactitud de dos centímetros en zonas llanas. Sin embargo, pueden tener un margen de error de varios decímetros en zonas montañosas. Por este motivo, si se requieren elevaciones muy precisas en el replanteo de obras, los levantamientos GNSS resultan insatisfactorios. No obstante, sí proporcionan la precisión suficiente para trabajos que requieren menor precisión, como el replanteo de taludes, siempre que se realicen correcciones para las alturas geoidales aplicando el modelo geoidal. Como se muestra en la Figura 23.14, tradicionalmente se han utilizado cuerdas para guiar los trabajos de acabado. Un fabricante ha incluido un nivel láser en su paquete de construcción GNSS para proporcionar una precisión milimétrica tanto en el posicionamiento horizontal como vertical como solución a este problema. Otro usuario ha instalado un receptor GNSS en una estación total robótica, lo que permite utilizarla en zonas donde no se habían establecido puntos de control previos. Los levantamientos GNSS son especialmente útiles para replantear puntos muy espaciados, sobre todo en zonas donde el terreno o la vegetación dificultan la realización de levantamientos terrestres tradicionales. El replanteo de subdivisiones con grandes parcelas en terrenos accidentados y la colocación de estacas de pendiente en zonas escarpadas con profundos cortes y terraplenes son ejemplos de situaciones en las que los levantamientos GNSS resultan muy convenientes para la topografía de la construcción. Por supuesto, los levantamientos GNSS requieren una visión despejada de los satélites.

Figura 23.14. Una cuerda guía para una pavimentadora. (Cortesía de Topcon Positioning Systems).

■ 23.1 1 GUÍA Y CONTROL DE MÁQUINAS

En los últimos años, la investigación ha llevado a la construcción sin estacas, donde se utilizan receptores GNSS, estaciones totales robóticas y niveles láser para guiar equipos de movimiento de tierras en tiempo real. La principal

diferencia entre el control de máquinas y la guía de máquinas es que el sistema de control de máquinas controla realmente el equipo pesado en el sitio de trabajo mediante el uso de hidráulica, mientras que la guía de máquinas informa al operador para que tome medidas para cambiar la dirección del equipo o el nivel del borde de corte para cumplir con el diseño deseado. Los datos necesarios para esta guía y control de máquinas incluyen un modelo digital de elevación (MDE) o un modelo digital de terreno (MDT) (ver Sección 17.8) y planos de diseño digitales con sus alineaciones, pendientes y plantillas de diseño desarrollados en el mismo sistema de coordenadas tridimensional como se muestra en la Figura 18.10. Con receptores GNSS, estaciones totales robóticas, receptores sónicos y láseres para guiar a los operadores de equipos, y una computadora a bordo que actualiza continuamente la información de corte y relleno, la nivelación se puede realizar sin necesidad de estacas de construcción y con asistencia limitada de capataces de nivelación. Se ha implementado la guía y el control de máquinas en excavadoras, retroexcavadoras, niveladoras y camiones. Utilizando la guía y el control de máquinas, el rol del topógrafo en la topografía de construcción cambia a tareas tales como establecer los sistemas de coordenadas de referencia del proyecto, crear un MDT (ver Sección 18.14) de la superficie existente para el trabajo de diseño y nivelación, administrar el diseño electrónico en el sitio de trabajo, calibrar el equipo de topografía con respecto al sitio de construcción, proporcionar la calibración de las superficies de corte de la maquinaria pesada con respecto al control de topografía y desarrollar los datos digitales necesarios para el funcionamiento del sistema. Como se analizó en la sección anterior, el diseño del proyecto normalmente se realiza en un sistema de coordenadas de referencia del proyecto. Por lo tanto, el receptor GNSS debe estar localizado (véanse las secciones 15.8 y 19.6.6) antes de realizar cualquier excavación. Es importante en este proceso contar con un control preciso del área de trabajo, así como con cualquier control crucial para el diseño de las estructuras. Una vez realizada y aceptada la localización, el software de la aplicación convertirá las coordenadas GNSS de latitud, longitud y altura a los marcos de referencia horizontal y vertical del proyecto. Además, los receptores GNSS deben estar referenciados a los bordes de corte de la maquinaria de construcción. Dado que el receptor GNSS suele estar ubicado en la pala del vehículo de construcción, esto implica medir periódicamente la altura del punto de referencia de la antena sobre el borde de corte de la pala para tener en cuenta el desgaste.

Los levantamientos GNSS pueden proporcionar alturas con una precisión de pocos centímetros. Por lo tanto, son suficientemente precisos para el desbaste inicial. Sin embargo, para el acabado final, se requiere una estación total robótica o un nivel láser. Un fabricante ha combinado un nivel láser con el receptor GNSS para proporcionar precisiones milimétricas tanto en horizontal como en vertical. El alcance del vehículo con respecto al nivel láser suele ser limitado, por lo que se requerirá un control vertical adicional para controlar las pendientes finales. El control tridimensional de la máquina también es posible con una estación total robótica. En este sistema, un prisma multifacético de 360° reemplaza al receptor GNSS en el vehículo de construcción. De forma similar al uso de GNSS, se cargan en el sistema un modelo digital del terreno (MDT) y un plano de nivelación del sitio. La estación total robótica entonces rastrea el prisma montado en el vehículo de construcción, proporciona al sistema la posición y elevación del prisma. Esto, a su vez, guía al operador durante el proceso de excavación y acabado. Nuevamente, el desplazamiento del prisma al borde de corte del equipo debe medirse e ingresarse en el sistema de forma regular para tener en cuenta el desgaste. Dado que las estaciones totales robóticas generalmente funcionan en un sistema de coordenadas local, no hay necesidad de localización al usar una estación total robótica. Sin embargo, el alcance de una estación total robótica generalmente está limitado a solo 1000 pies (300 m). Además, debe haber una línea de visión continua entre la estación total robótica y el vehículo de construcción. Por lo tanto, se deben agregar muchas más estaciones de control en el sitio cuando se usa una estación total robótica.[1] Otra desventaja es que una estación total robótica debe estar dedicada a cada pieza de equipo de construcción. Cuando se utiliza equipo GNSS para el control de máquinas, una sola estación base puede servir como control para muchas piezas de equipo de construcción y está limitada sólo por el alcance de su radio. Por ejemplo, para cubrir el alcance típico (10 km) de una radio de estación base GNSS usando una estación total robótica se requerirían 33 estaciones de control.[2] Otra desventaja de usar estaciones totales robóticas en el control de maquinaria es que cada estación total debe ubicarse y orientarse para cada vehículo de construcción. Si bien un sistema GNSS requiere un sistema de control de maquinaria adicional para cada vehículo de construcción dentro del alcance de la estación base, no requiere una línea de visión continua desde la estación base o cualquier receptor y radio de estación base adicional. Por lo tanto, se reduce la colocación de hitos de control necesaria. Además, dado que el topógrafo ya no necesita colocar estacas en la trayectoria de los vehículos de construcción, también aumenta la seguridad. De manera similar al control de maquinaria, las aplicaciones de comunicación en el sitio en camiones permiten a los gerentes monitorear las cantidades de excavación, las distancias de transporte y cualquier movimiento de tierra sobrante o de relleno. El sistema proporciona a los gerentes informes

diarios sobre las cantidades de movimiento de tierra, el mantenimiento de la maquinaria y las ganancias o pérdidas del cronograma. Gracias a estas características, muchas empresas están descubriendo que pueden completar proyectos de manera oportuna, recibiendo a menudo bonificaciones por finalizar el proyecto en la fecha prevista o incluso antes.

■ 23.12 LEVANTAMIENTOS DE OBRA TERMINADA CON ESCANEO LÁSER

Como se mencionó en la Sección 23.8, los levantamientos de obra terminada se realizan al finalizar un proyecto de construcción para asegurar que se cumplan las especificaciones del proyecto y registrar cualquier cambio en los planos. En muchos casos, estos levantamientos se realizan con equipos de topografía tradicionales. Sin embargo, en proyectos que implican gran detalle, peligro para el operador del instrumento o interrupción del comercio diario, el escaneo láser puede proporcionar resultados superiores en una fracción del tiempo. La Figura 23.15 muestra una imagen renderizada de un puente que fue inspeccionado para su renovación.

1 Para reducir la necesidad de puntos de referencia físicos, un fabricante ha integrado un receptor GNSS en su estación total robótica, de modo que esta última puede ubicarse en cualquier punto dentro del alcance de la estación base GNSS sin necesidad de un punto de referencia físico.

2 El alcance de una estación base GNSS puede ampliarse con módems de datos donde haya cobertura celular.

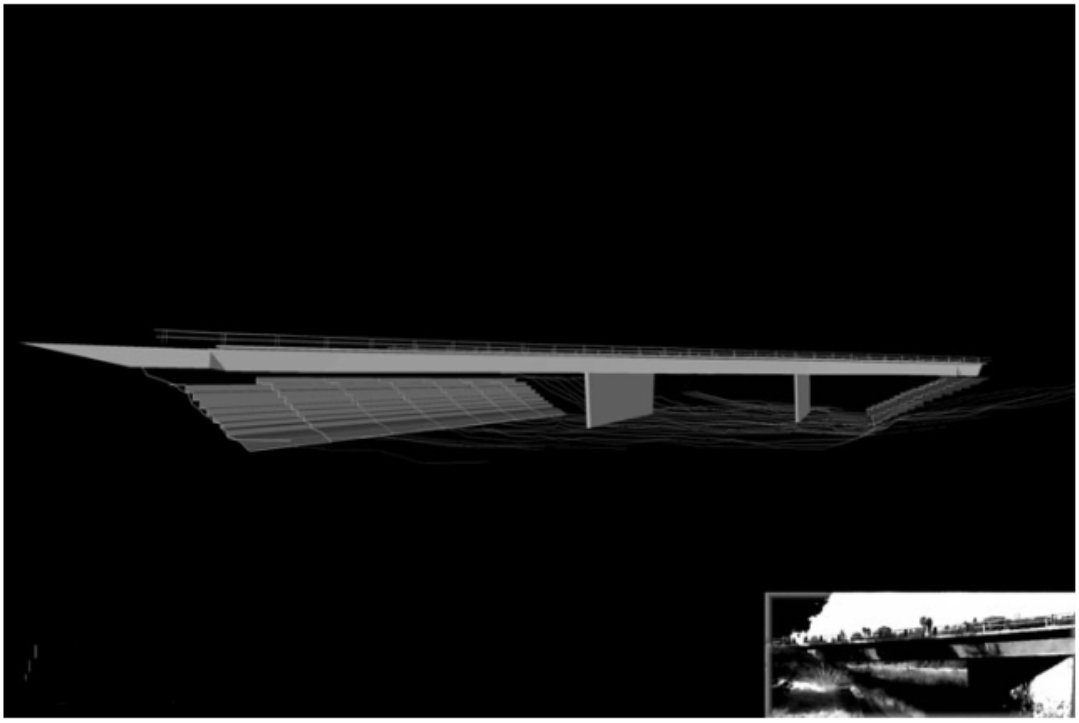


Figura 23.15
Imagen renderizada y rotada del puente que se muestra en la esquina inferior derecha. (Cortesía de Christopher Gibbons, Leica Geosystems AG).

En el levantamiento del puente, se recopilaron enormes cantidades de datos desde una ubicación en tierra. La imagen digital del puente se muestra en el recuadro inferior derecho. La imagen tridimensional renderizada del puente permite a los diseñadores obtener mediciones precisas entre puntos en la imagen. La figura 17.12 muestra la imagen de nube de puntos de una refinería con la ruta de una nueva tubería mostrada en blanco. Esta imagen tridimensional permitió a los ingenieros diseñar la alineación de la nueva tubería de manera que se eliminaran las obstrucciones existentes. Un levantamiento tradicional habría carecido del detalle proporcionado por la imagen tridimensional escaneada con láser o habría costado considerablemente más para ubicar todos los elementos existentes. El uso de la

tecnología de escaneo láser en estos proyectos ahorró miles de dólares y proporcionó condiciones seguras para los equipos de campo.

■ 23.13 FUENTES DE ERROR EN LOS LEVANTAMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN

Las fuentes importantes de error en los levantamientos de construcción son:

1. Número y/o ubicación inadecuados de puntos de control en el sitio de trabajo.

2. Errores en el establecimiento del control.

3. Errores de observación en el trazado.

4. No realizar el doble centrado al trazar ángulos o extender líneas, y no comprobar los elementos verticales introduciendo el instrumento.

5. Referenciación descuidada de puntos clave.

6. Desplazamiento de estacas y marcas.

■ 23.14 ERRORES

Los errores típicos que se suelen cometer en los levantamientos topográficos de construcción son:

1. Falta de previsión sobre dónde la construcción destruirá puntos de referencia.

2. No se verifica la notación de corte (o relleno) ni el replanteo en estacas.

3. Uso incorrecto del datum para los cortes, ya sea que se realicen hasta el nivel final o la subrasante.

4. Errores aritméticos, generalmente por falta de verificación.

5. Uso de elevaciones, pendientes y estaciones incorrectas.

6. No verificar las diagonales de un edificio.

7. Calcular valores con demasiadas cifras decimales (una centésima correcta es mejor que todas las milésimas incorrectas).

8. Leer la mira sobre las estacas en lugar de sobre el suelo junto a ellas durante el perfilado y el replanteo de taludes.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas cuyas respuestas parciales se encuentran en el Apéndice G.

23.1 Explique cómo el control de maquinaria ha transformado la obra.

23.2 Explique cómo se pueden establecer la línea y la pendiente con una estación total.

23.3 ¿Cómo se utilizan los láseres de haz rotatorio?

23.4 ¿En qué tipos de construcción resulta más ventajoso un distanciómetro electrónico sin reflector?

23.5 Explique cómo se utiliza un láser en el trazado de tuberías.

23.6 ¿Qué es una estaca de referencia y cómo se utiliza en el trazado de tuberías?

23.7 ¿Cuál es el propósito de la localización al realizar un levantamiento topográfico GNSS?

23.8 ¿Qué información se suele transmitir al contratista en las estacas para el tendido de tuberías?

23.9 Se va a instalar una tubería de alcantarillado desde la estación 10 + 00 hasta la estación 12 + 50 con una pendiente del 0,50%, comenzando con una cota de solera de 83,64 pies en la estación 10 + 00. Calcule las cotas de solera en cada estación de 50 pies a lo largo de la línea.

23.10* Se debe instalar una tubería de alcantarillado desde una cota de solera inicial de 650,73 pies en la estación 9 + 25 hasta una cota de solera final de 653,81 pies en la estación 12 + 75. Determine la pendiente uniforme necesaria y calcule las cotas de solera en cada estación de 50 pies.

23.11 Se deben colocar estacas de nivelación para una tubería que va entre las estaciones 0 + 00 y 6 + 37 en cada estación completa. Las elevaciones de la base de la tubería deben ser de 843,95 pies en la estación 0 + 00 y de 847,22 pies en 6 + 37, con una pendiente uniforme entre ellas. Después de marcar una línea central descentrada, se instala un instrumento cerca y se toma una mira positiva de 5,32 en el BM A (elevación de 853,63 pies). Las siguientes miras negativas se toman con la mira apoyada en el suelo en cada estaca: (0 + 00, 5,36); (1 + 00, 5,86); (2 + 00, 5,88); (3 + 00, 6,47); (4 + 00, 7,53); (5 + 00, 8,42); (6 + 00, 8,89); (6 + 37, 9,12); y (A, 5,36). Prepare un conjunto de notas de campo adecuadas para este proyecto (véase la lámina B.6 del apéndice B) y calcule el corte necesario en cada estaca. Cierre el circuito de nivelación en el punto de referencia.

23.12 Si se van a colocar tablillas de nivelación exactamente a 6,00 pies por encima de la cota de la tubería en cada estación del proyecto del problema 23.11, calcule las lecturas de la varilla necesarias para colocar las tablillas. Suponga que el instrumento tiene el mismo índice de altura (HI) que en el problema 23.11.

23.13 ¿Cuáles son los requisitos para la colocación de controles horizontales y verticales en un proyecto?

23.14 Mediante un esquema, muestre cómo y dónde deben ubicarse las tablas de referencia: (a) para un edificio en forma de I (b) para una estructura en forma de L.

23.15 Un edificio en forma de L debe ser replanteado. Las esquinas ABCDEF forman ángulos rectos. Recorriendo el edificio en sentido horario, las dimensiones exteriores requeridas son AB = 80,00 pies, BC = 30,00 pies, CD = 40,00 pies, DE = 40,00 pies, EF = 40,00 pies y FA = 70,00 pies. Después de replantear las tablas de referencia para este edificio y tensar las cuerdas, verifique que se hayan tomado las medidas de las diagonales. ¿Cuáles deberían ser los valores de AC, AD, AE, FB, FC, FD y BD?

23.16* Calcule el área del piso del edificio del Problema 23.15.

23.17* La elevación de diseño del piso para un edificio en construcción es de 332,56 pies. Se instala un instrumento cerca, se nivela y se toma una lectura positiva de 6,37 pies en BM A, cuya elevación es de 330,05 pies. Si las tablas de referencia se colocan exactamente 1,00 pie por encima de la elevación del piso, ¿qué lecturas de mira son necesarias en la parte superior de las tablas para colocarlas correctamente?

23.18 Calcule las diagonales necesarias para verificar el replanteo del edificio en la Figura 23.8.

23.19 Explique cómo se puede aplomar la esquina de un edificio usando una estación total.

23.20 ¿Dónde se mide la cota inferior de una tubería?

23.21 Analice la importancia de la localización en un levantamiento GNSS.

23.22 Explique por qué las intersecciones de pendiente se colocan a una distancia de desplazamiento de la intersección real de la pendiente.

23.23 ¿Qué información se suele escribir en una estaca de pendiente?

23.24 Analice las ventajas de combinar modelos digitales de elevación con plantillas de diseño para el replanteo de alineaciones de carreteras con un colector de datos.

23.25 ¿Qué son las estacas de nivelación?

23.26 ¿Qué son las estacas de nivelación y cómo se utilizan en los levantamientos mineros?

23.27 La elevación de la subrasante del eje central de una carretera es de 985,20 pies en la estación 12 + 00 y de 993,70 pies en la estación 17 + 00, con una pendiente suave entre ambas. Para establecer las marcas de referencia

azules en esta sección del eje central, se instala un nivel en el área y se toma una lectura positiva de 4,19 pies en un punto de referencia cuya elevación es de 992,05 pies. A partir de esa lectura de HI, ¿qué lecturas de mira serán necesarias para establecer las marcas de referencia azules en las estaciones completas desde la 12 + 00 hasta la 17 + 00?

23.28 Similar al problema 23.27, excepto que las elevaciones en las estaciones 12 + 00 y 17 + 00 son 985,20 y 993,70 pies, respectivamente, la elevación del punto de referencia es de 990,05 pies y la lectura de referencia es de 6,19 pies.

23.29 Analice las verificaciones que deben realizarse al replantear un edificio utilizando coordenadas.

23.30 ¿Cuáles son las funciones de un topógrafo en un proyecto que utiliza control de maquinaria?

23.31 Describa el procedimiento para la localización de un levantamiento GNSS.

23.32 ¿Por qué es importante la localización en un levantamiento GNSS?

23.33 ¿Cómo se pueden establecer las cotas finales en proyectos de control de maquinaria?

23.34 ¿Cuál es el número mínimo de puntos de control necesarios para establecer las cotas finales utilizando una estación total robótica en un proyecto de control de maquinaria de 8 millas de longitud?

23.35 ¿Qué ventajas ofrece el control de máquinas con soporte GNSS sobre los métodos de estación total robótica?

¿Cuáles son las desventajas?

23.36 Analice las ventajas de utilizar la tecnología de escaneo láser al planificar un nuevo oleoducto en una refinería.

23.37 Realice una revisión de un artículo sobre una aplicación del control de máquinas.

BIBLIOGRAFÍA

Bryant, M. 2006. "3D Machine Control: Where Does the Surveyor Fit In?" *Professional Surveyor* 26 (No. 1): 18.

Carter, N. F. 2009. "Establishing Vertical Control on the Hoover Dam Bypass–Colorado River Bridge." *Surveying and Land Information Science* 69 (No. 1): 53.

Cosworth, C. 2006. "Conforming to Design." *Point of Beginning* 31 (No. 6): 18.

Donovan, A. 2009. "No NASCAR—NCCAR." *Professional Surveyor* 29 (No. 4): 14.

Gakstatter, E. 2009. "Rebuilding the Greens at the Olympic Club Lake Course." *The American Surveyor* 6 (No. 9): 8.

Garret, J. 2007. "Reservoir of Lessons Learned." *Professional Surveyor* 27 (No. 2): 18.

Hoechst, J. 2006. "Surveying on the Fast Track." *Point of Beginning* 31 (No. 5): 16.

Hohner, L. 2006. "Three Men and a Total Station." *Point of Beginning* 31 (No. 5): 22.

Harris, C. 2007. "Whole New Ball Game." *Professional Surveyor* 27 (No. 2): 26.

Hohner, L. N. 2007. "A Way to Grow." *Point of Beginning* 32 (No. 4): 26.

Jacobs, G. 2006. "Performing Classic As-Builts with Laser Scanning." *Professional Surveyor* 26. (No.3): 20.

Lawson, R. 2007. "Laser Scanning Hits the Road Running." *Professional Surveyor* 27 (No. 2): 22.

Psaltis, C. and C. Ioannidis. 2008. "Simple Method for Cost-Effective Informal Building Monitoring." *Surveying and Land Information Science* 69 (No. 2): 65.

Roy, D. 2009. "A Solid Link." *Point of Beginning* 35 (No. 2): 29.

Stenmark, J. 2009. "Imaging Goes Underground." *Point of Beginning* 35 (No. 2): 18.

Talend, D. 2009. "A Golden Image." *Point of Beginning* 35 (No. 2): 14.

■ 24.1 INTRODUCCIÓN

Las secciones rectas (tangentes) de la mayoría de los tipos de rutas de transporte, como autopistas, ferrocarriles y oleoductos, se conectan mediante curvas tanto en el plano horizontal como en el vertical. Una excepción es una línea de transmisión, en la que se utiliza una serie de líneas rectas con cambios angulares abruptos en las ubicaciones de las torres si es necesario. Las curvas utilizadas en planos horizontales para conectar dos secciones rectas tangentes se llaman curvas horizontales. Se utilizan dos tipos: arcos circulares y espirales. Ambos se trazan fácilmente en el campo con equipos de topografía. Una curva simple [Figura 24.1(a)] es un arco circular que conecta dos tangentes. Es el tipo más utilizado. Una curva compuesta [Figura 24.1(b)] está compuesta por dos o más arcos circulares de radios diferentes tangentes entre sí, con sus centros en el mismo lado de la alineación. La combinación de una corta longitud de tangente (menos de 100 pies) que conecta dos arcos circulares con centros en el mismo lado [Figura 24.1(c)] se denomina curva de retroceso. Una curva inversa [Figura 24.1(d)] consiste en dos arcos circulares tangentes entre sí, con sus centros en lados opuestos de la alineación. Las curvas compuestas, de retroceso e inversas no son adecuadas para el tráfico moderno de autopistas de alta velocidad, transporte rápido y ferrocarriles, y deben evitarse en lo posible. Sin embargo, a veces son necesarias en terrenos montañosos para evitar pendientes excesivas o cortes y rellenos muy profundos. Las curvas compuestas se utilizan a menudo en rampas de entrada y salida de autopistas interestatales y autovías, aunque las curvas de servidumbre suelen ser una mejor opción para estas situaciones. Las curvas de servidumbre son deseables, especialmente para ferrocarriles y sistemas de transporte rápido, para atenuar el cambio brusco de curvatura en la unión de una tangente y una curva circular. Una espiral constituye una excelente curva de transición porque su radio disminuye uniformemente desde el infinito en la tangente a la de la curva con la que se encuentra. Las espirales se utilizan para conectar una tangente con una curva circular, una tangente con una tangente (espiral doble) y una curva circular con otra curva circular. La figura 24.2 ilustra estas disposiciones.

El efecto de la fuerza centrífuga sobre un vehículo que circula por una curva puede compensarse mediante el peralte, que eleva el carril exterior de la vía o el borde exterior del pavimento de la carretera. La transición correcta al peralte en una espiral aumenta uniformemente con la distancia desde el inicio de la espiral y es inversamente proporcional al radio en cualquier punto. Las espirales con peralte adecuado garantizan una conducción suave y segura con menor desgaste del equipo. Como se ha señalado, las espirales se utilizan en ferrocarriles y sistemas de transporte rápido. Esto se debe a que los trenes están obligados a seguir las vías, por lo que un viaje suave, seguro y cómodo sólo puede garantizarse con trazados correctamente construidos que incluyan curvas de transición. En las carreteras, las espirales se utilizan con menos frecuencia porque los conductores pueden superar los cambios bruscos de dirección en las

curvas circulares siguiendo una trayectoria en espiral al entrar y salir de las curvas. Aunque este capítulo se centra en las curvas circulares, los métodos para calcular y trazar espirales se presentan en la Sección 24.18.

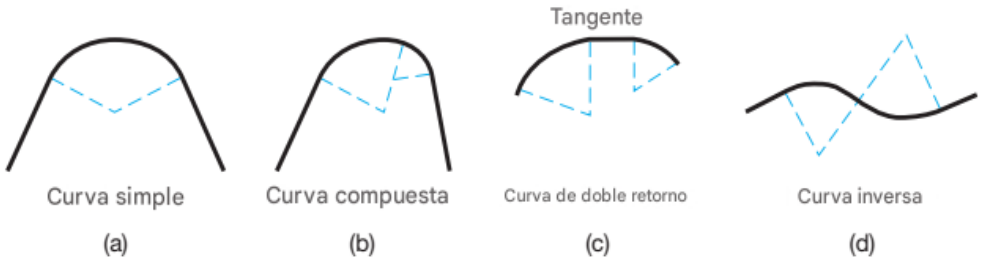


Figura 24.1
Curvas circulares.

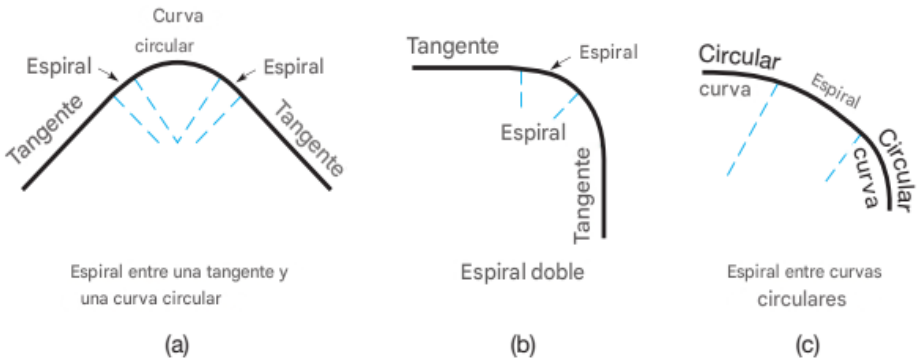


Figura 24.2
Uso de curvas de transición en espiral.

■ 24.2 GRADO DE CURVA CIRCULAR

La tasa de curvatura de las curvas circulares se puede designar mediante su radio (p. ej., una curva de 1500 m o una curva de 1000 pies) o mediante su grado de curvatura. Existen dos designaciones diferentes para el grado de curvatura: la definición de arco y la definición de cuerda, ambas definidas en el sistema inglés de unidades. Según la definición de arco, el grado de curvatura es el ángulo central subtendido por un arco circular de 100 pies [véase la figura 24.3(a)]. Esta definición es la preferida para trabajos en carreteras. Según la definición de cuerda, el grado de curvatura es el ángulo en el centro de un arco circular subtendido por una cuerda de 100 pies [véase la figura 24.3(b)]. Esta definición es conveniente para curvas muy suaves y, por lo tanto, es la preferida para ferrocarriles. Las fórmulas que relacionan el radio R y el grado D de las curvas para ambas definiciones se muestran junto a las ilustraciones.

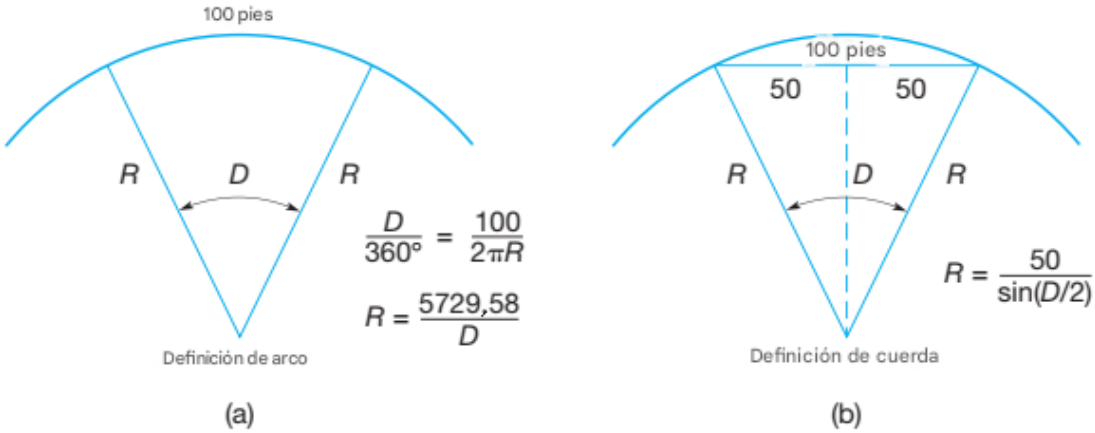


Figura 24.3
Grado de curva circular

Utilizando las ecuaciones dadas en la Figura 24.3, se han calculado los radios de las curvas de definición de arco y cuerda para valores de D de 1° a 10° y se presentan en las columnas (2) y (5) de la Tabla 24.1. Aunque las diferencias de radio entre las dos definiciones parecen ser pequeñas en este rango, son significativas. Cuando se utilizan unidades métricas, aún se puede especificar el grado de curva. Como ejemplo, una curva con un radio de exactamente 700 m tendría un grado de curva (definición de arco) de

$$\frac{5729,58}{700(3,28083)} = 2°29'41''$$

Las curvas definidas por arco tienen la ventaja de que los cálculos se simplifican en comparación con la definición por cuerda y, como se mostrará más adelante, la fórmula para la longitud de la curva es exacta, lo que simplifica la preparación de las descripciones de derechos de paso. Una desventaja de la definición por arco es que la mayoría de las mediciones entre estaciones completas son más cortas que una cinta métrica de 100 pies, pero esto tiene poca importancia si se utiliza una estación total para el replanteo, con la definición de cuerda, las estaciones completas se separan por cuerdas de exactamente 100 pies, independientemente del valor de D. Para un valor de D dado, las definiciones de arco y cuerda dan prácticamente el mismo resultado cuando se aplican a las curvas planas comunes en las autopistas, ferrocarriles y sistemas de transporte rápido modernos. Sin embargo, a medida que aumenta el grado de curvatura, las diferencias se hacen más evidentes.

TABLA 24.1 FUNCIONES DE CURVAS CIRCULARES (LONGITUDES EN PIES)

	Definición de arco		Definición de cuerda			
Grado de curva D (1)	Radio R (2)	Cuerda verdadera completa (3)	Cuerda verdadera media (4)	Radio R (5)	Longitud de arco completa (6)	Cuerda verdadera media (7)
1	5729,58	100,00	50,00	5729,65	100,00	50,00
2	2864,79	99,99	50,00	2864,93	100,01	50,00
3	1909,86	99,99	50,00	1910,08	100,01	50,00
4	1432,39	99,98	50,00	1432,69	100,02	50,01
5	1145,92	99,97	50,00	1146,28	100,03	50,01
6	954,93	99,95	50,00	955,37	100,05	50,02
7	818,51	99,94	50,00	819,02	100,06	50,02
8	716,20	99,92	49,99	716,78	100,08	50,03
9	636,62	99,90	49,99	637,27	100,10	50,04
10	572,96	99,88	49,98	573,69	100,13	50,05

■ 24.3 DEFINICIONES Y DERIVACIÓN DE FÓRMULAS DE CURVAS CIRCULARES

Los elementos de una curva circular se muestran en la Figura 24.4. El punto de intersección PI de las dos tangentes también se denomina vértice V. En el estacionamiento, la tangente posterior precede a PI, y la tangente posterior le sigue. El inicio de la curva, o punto de curvatura PC, y el final de la curva, o punto de tangencia PT, también se denominan a veces BC y EC, respectivamente. Otras expresiones para estos puntos son tangente a la curva, TC, y curva a tangente, CT. El radio de la curva es R. Nótese que los radios en PC y PT son perpendiculares a la tangente posterior y a la tangente posterior, respectivamente. La distancia de PC a PI y de PI a PT se denomina distancia tangente, T. La línea que conecta PC y PT es la cuerda larga LC. La longitud de la curva, L, es la distancia desde PC hasta PT, medida a lo largo de la curva para la definición de arco, o mediante cuerdas de 100 pies para la definición de cuerda. La distancia externa E es la longitud desde PI hasta el punto medio de la curva en una línea radial. La ordenada media M es la distancia (radial) desde el punto medio de la cuerda larga hasta el punto medio de la curva. Cualquier punto de la curva es POC; cualquier punto de la tangente, POT. El grado de cualquier curva es Da (definición de arco) o D_c (definición de cuerda). El cambio de dirección de dos tangentes es el ángulo de intersección I, que también es igual al ángulo central subtendido por la curva.

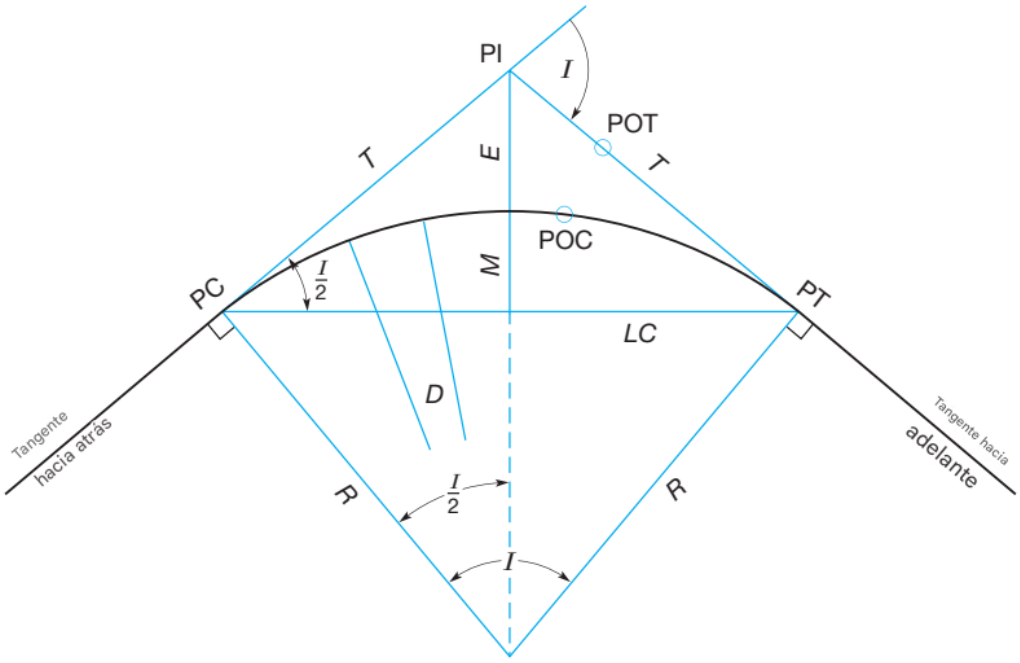


Figura 24.4
Elementos de curva circular

Por definición, y a partir de la inspección de la Figura 24.4, las relaciones para la definición del arco son las siguientes:

$$L = RI \,(I \text{ en radianes}) \qquad (24.1)$$

$$L = 100\frac{I^\circ}{D^\circ}(\text{pies}) \qquad (24.2a)$$

$$L = \frac{I^\circ}{D^\circ}(\text{pies}) \qquad (24.2b)$$

$$R = \frac{5729{,}58}{D}(\text{pies}) \qquad (24.3)$$

$$T = R\tan\frac{I}{2} \qquad (24.4)$$

$$LC = 2R\ \text{sen}\frac{I}{2} \qquad (24.5)$$

$$\frac{R}{R+E} = \cos\frac{I}{2} \quad \text{y} \quad E = R\left[\frac{1}{\cos(I/2)} - 1\right] \qquad (24.6)$$

$$\frac{R-M}{R} = \cos\frac{I}{2} \quad \text{y} \quad M = R\left(1 - \cos\frac{I}{2}\right) \qquad (24.7)$$

Otras fórmulas convenientes que se pueden derivar son:

$$E = T\tan\frac{I}{4} \qquad (24.8)$$

$$M = E\cos\frac{I}{2} \qquad (24.9)$$

Aunque las curvas normalmente se calculan con ordenadores, si se utiliza una calculadora de mano, es conveniente calcular R, T, E y M en la secuencia de las ecuaciones (24.3), (24.4), (24.8) y (24.9), ya que el valor calculado previamente

se encuentra en la calculadora y está disponible para cada cálculo posterior. Las fórmulas para T, L, LC, E y M también se aplican a una curva de definición de cuerda. Sin embargo, L, calculada mediante la ecuación (24.2a), implica la longitud total como si se observara a lo largo de las cuerdas de 100 pies de un polígono inscrito. La siguiente fórmula se utiliza para relacionar R y D para una curva de definición de cuerda:

$$R = \frac{50}{\text{sen}(D/2)}(\text{pies}) \qquad (24.10)$$

Tenga en cuenta que para las ecuaciones dadas anteriormente, las ecuaciones (24.2a), (24.2b), (24.3) y (24.10) involucran el grado de curva y, por lo tanto, asumen distancias en pies, mientras que en todas las demás se pueden usar unidades métricas o inglesas.

■ 24.4 COLOCACIÓN DE ESTACIONES EN CURVAS CIRCULARES

Normalmente, un levantamiento topográfico inicial consiste en establecer los PI según el plano, trazar las tangentes y establecer un estacionamiento continuo a lo largo de ellas desde el inicio del proyecto, a través de cada PI, hasta el final del trabajo. (el establecimiento se describió en la Sección 5.9.1). Al punto de inicio de cualquier proyecto se le asigna un valor de estación y todos los demás puntos a lo largo de la línea de referencia se relacionan con él. Si el punto de inicio es también el punto final de un proyecto adyacente anterior, su valor de estación puede conservarse y el nuevo trabajo se referencia a ese establecimiento. De lo contrario, se asigna un valor arbitrario como 100 + 00 para el establecimiento en unidades inglesas, o 10 + 000 para el establecimiento métrico. Generalmente no se asigna un establecimiento inicial de 0 + 00 para evitar la posibilidad de que futuras revisiones del proyecto puedan extenderlo más allá del punto de inicio y, por lo tanto, resultar en un establecimiento negativo. En el sistema inglés, el replanteo se realiza generalmente en estaciones completas (separadas por 100 pies), aunque se pueden establecer medias estaciones (separadas por 50 pies) o incluso cuartos de estación (separadas por 25 pies), según las condiciones. En el replanteo métrico, las estaciones completas generalmente están separadas por 1 km, pero las estacas se pueden colocar a 40, 30, 20 o incluso 10 m de distancia, según las condiciones. El replanteo con menor separación se suele realizar en entornos urbanos, en curvas pronunciadas o en terrenos accidentados, mientras que las estacas se colocan más separadas en áreas rurales relativamente planas o ligeramente onduladas. Después de que las tangentes se han replanteado y posicionado, se observa el ángulo de intersección (I) en cada PI y se calculan y replantean las curvas. Las ubicaciones de las estaciones de los puntos en cualquier curva se basan en el replanteo del PI de la curva. Para calcular la estación PC, se resta la distancia de la tangente T de la estación PI, y para calcular la estación PT, se suma la longitud de la curva L a la estación PC.

Ejemplo 24.1

Suponga que $I = 8°24'$, la estación del PI es 64 + 27,46 y las condiciones del terreno requieren el radio mínimo permitido por las especificaciones, digamos, 2864,79 pies (definición de arco). Calcule la estación del PC y del PT, así como las distancias de la ordenada externa y media para esta curva.

Solución:

Por la Ecuación (24.1) $L = 2864{,}79(8°24')\frac{\pi}{180} = 420{,}00$ (pies)

Por la Ecuación (24.2a) $D° = 100\frac{8°24'}{420} = 2°00'$

Por la Ecuación (24.4) $T = 2864{,}79 \tan\left(\frac{8°24'}{2}\right) = 210{,}38$ (pies)

Calculo de estaciones

$$\begin{aligned} \text{PI estación} &= 64 + 27{,}46 \\ -T &= -2 + 10{,}38 \\ \text{PC estación} &= 62 + 17{,}08 \\ +L &= 4 + 20{,}00 \\ \text{PT estación} &= 66 + 37{,}08 \end{aligned}$$

También por la Ecuación (24.5) $LC = 2 \times 2864{,}79 \operatorname{sen}\left(\frac{8°24'}{2}\right) = 419{,}62$ (pies)

y por la Ecuación (24.8) $E = 210{,}38 \tan\left(\frac{8°24'}{4}\right) = 7{,}71$ (pies)

Finalmente por la Ecuación (24.9) $M = 7{,}71 \cos\left(\frac{8°24'}{2}\right) = 7{,}69$ (pies)

El cálculo de las estaciones del PC y el PT debe realizarse como se muestra. Tenga en cuenta que la ubicación del PT no se puede obtener sumando la distancia tangente a la estación del PI, aunque la ubicación del PT en el terreno se determina midiendo la distancia tangente desde el PI. Los puntos que representan el PC y el PT deben marcarse cuidadosamente y colocarse exactamente sobre las líneas tangentes a la distancia correcta del PI para que otros valores calculados se ajusten a sus posiciones fijas en el terreno. Si los levantamientos topográficos se trazan originalmente como una serie de tangentes con estaciones continuas, como se describió anteriormente, entonces se debe realizar un ajuste en cada PT después de insertar las curvas. Esto es necesario porque la longitud de la curva desde el PC hasta el PT es menor que la distancia a lo largo de las tangentes desde el PC hasta el PI hasta el PT. Por lo tanto, para la ubicación final en el PT, existe una "ecuación de estación" que relaciona la ubicación hacia atrás a lo largo de la curva con la ubicación hacia adelante a lo largo de la tangente. Por el Ejemplo 24.1, sería 66 + 37,08 atrás = 66 + 37,84 adelante, donde 66 + 37,08 = PI — T + L y 66 + 37,84 = PI + T. La diferencia entre las estaciones adelante y atrás representa la cantidad en que la ruta se acortó al insertar la curva. Si las curvas se trazan y se ubican al momento de replantear la alineación original, se evita el estacionamiento continuo a lo largo de la ruta y las ecuaciones de estación en los PT. La curva utilizada en una situación particular se selecciona para ajustarse a las condiciones del terreno y las limitaciones de especificación de R mínimo o D máximo. Normalmente, el valor del ángulo de intersección, I, y la estación del PI están disponibles a partir de observaciones de campo en la línea preliminar. Luego se elige un valor de R o D, adecuado para la carretera o el ferrocarril. La mayoría de las autopistas actuales se diseñan utilizando un valor mínimo para el radio R. A veces se observa la distancia E o M necesaria para evitar un arroyo o una pendiente pronunciada fuera o dentro del PI, y se calcula D o R manteniendo fija esa distancia. La distancia tangente rara vez es determinante. (Una excepción es hacer que una estación de ferrocarril, autobús o metro se encuentre en una tangente en lugar de una curva peraltada). La longitud de la curva prácticamente nunca es determinante.

■ 24.5 PROCEDIMIENTO GENERAL DE TRAZADO DE CURVAS CIRCULARES MEDIANTE ÁNGULOS DE DESVIACIÓN

Salvo en casos excepcionales, los radios de las curvas en los levantamientos topográficos son demasiado grandes para permitir el giro de un arco desde el centro de la curva. Por lo tanto, las curvas circulares se trazan mediante métodos más prácticos, que incluyen (1) ángulos de desviación, (2) coordenadas, (3) desplazamientos de tangentes, (4) desplazamientos de cuerdas, (5) ordenadas medias y (6) ordenadas desde la cuerda larga. El trazado por ángulos de deflexión ha sido el enfoque estándar, aunque con la llegada de los instrumentos de estación total, el método de coordenadas se está volviendo cada vez más popular. El trazado de una curva por ángulos de deflexión se puede hacer mediante el método de cuerda incremental o el método de cuerda total. En el pasado, el método de cuerda incremental se usaba casi siempre porque se podía realizar fácilmente con un teodolito y una cinta métrica. El método

todavía se puede usar cuando se emplea un instrumento de estación total, aunque en ese caso las distancias se observan con cinta métrica en lugar de electrónicamente. (El uso de cinta métrica sigue siendo eficiente para marcar las estaciones a lo largo de las alineaciones debido a los incrementos de distancia relativamente cortos involucrados). El método de cuerda total no era práctico hasta la llegada de las estaciones totales, pero con estos instrumentos ahora se emplea convenientemente incluso cuando se involucran mediciones de distancia más largas. El método de cuerda incremental se ilustra en la Figura 24.5. Suponga que el instrumento está configurado sobre el PC (estación 62 + 17,08 en el Ejemplo 24.1). Para esta ilustración, supongamos que cada estación completa se marcará a lo largo de la curva, ya que normalmente se toman secciones transversales, se colocan estacas de construcción y se realizan cálculos de movimiento de tierras en estos puntos. (También se pueden establecer medias estaciones o cualquier otro punto crítico, por supuesto). La primera estación que se marcará en este ejemplo es 63 + 00. Para marcar ese punto desde el PC, se toma una lectura de referencia en el PI con el cero ajustado en el círculo horizontal del instrumento. A continuación, se gira el ángulo de deflexión δ_a hacia la estación 63 + 00 y dos operarios miden la cuerda c_a desde el PC y colocan 63 + 00 al final de la cuerda en la línea de visión del instrumento. Con la estación 63 + 00 marcada, los operarios miden la longitud de la cuerda **c** desde ella y marcan la estación 64 + 00, donde la línea de visión del instrumento, ahora ajustada a δ_{64}, interseca el final de esa cuerda. Este proceso se repite hasta que se traza toda la curva. En este procedimiento se observa que la precisión en la colocación de cada estación subsiguiente depende de la precisión de todas las estaciones previamente establecidas. El método de cuerda total también se puede describir con referencia a la Figura 24.5. En este procedimiento, se instala un instrumento de estación total en el PC, se toma una lectura hacia atrás en el PI y se indexa el cero en el círculo horizontal. Para establecer la estación 63 + 00, El ángulo de deflexión δ_a se gira con el instrumento, el reflector se coloca en la línea y se ajusta hasta que su distancia al instrumento sea c_a, y se coloca la estaca. Para colocar la estación 64 + 00, se gira el ángulo de deflexión, el reflector se coloca en esta línea de visión y se ajusta en posición hasta obtener la cuerda total desde el PC hasta la estación 64 + 00 y se coloca la estaca. Este procedimiento se repite, colocando cada estación independientemente de las demás, hasta que se haya marcado toda la curva. Este método de marcado de una curva tiene algunas desventajas. Una es que en algunas áreas la vegetación u otras obstrucciones pueden bloquear las líneas de visión a lo largo de las cuerdas. Otra es que cada estación se coloca independientemente y, por lo tanto, no hay una verificación al final de la curva. Por estas razones, el enfoque de cuerda incremental suele preferirse al método de cuerda total.

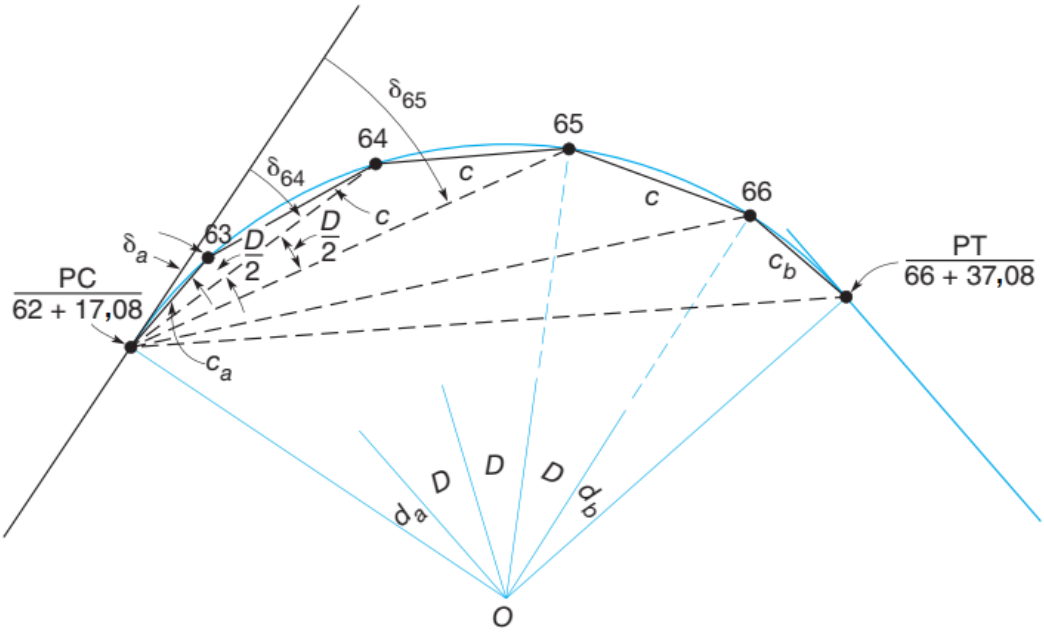


Figura 24.5
Trazado de curvas circulares mediante ángulos de deflexión.

■ 24.6 CÁLCULO DE ÁNGULOS DE DESVIACIÓN Y CUERDAS

De la discusión anterior queda claro que los ángulos de desviación y las cuerdas son valores importantes que deben calcularse si se va a trazar una curva mediante el método del ángulo de desviación. Para marcar la primera estación, que normalmente se encuentra a una distancia impar del PC (más corta que un incremento de estación completa), se

necesitan el ángulo de subdesviación δ_a y la subcuerda c_a. Estos se muestran en la Figura 24.6. En esta figura, el ángulo central da subtendido por el arco s_a desde el PC hasta 63 + 00 se calcula por proporción según la definición de D como

$$\frac{d_a}{s_a} = \frac{D}{100} \quad \text{de la cual} \quad d_a = \frac{s_a D}{100} \text{ (grados)} \qquad \textbf{(24.11a)}$$

donde s_a es la diferencia de estación entre los dos puntos. La ecuación (24.1 la) se basa en curvas definidas en unidades inglesas utilizando la definición de arco para el grado de curvatura. Para curvas calculadas en unidades inglesas o métricas, la expresión equivalente es

$$\frac{d_a}{s_a} = \frac{I}{L} \quad \text{de la cual} \quad d_a = \frac{s_a I}{L} \text{ (grados)} \qquad \textbf{(24.11b)}$$

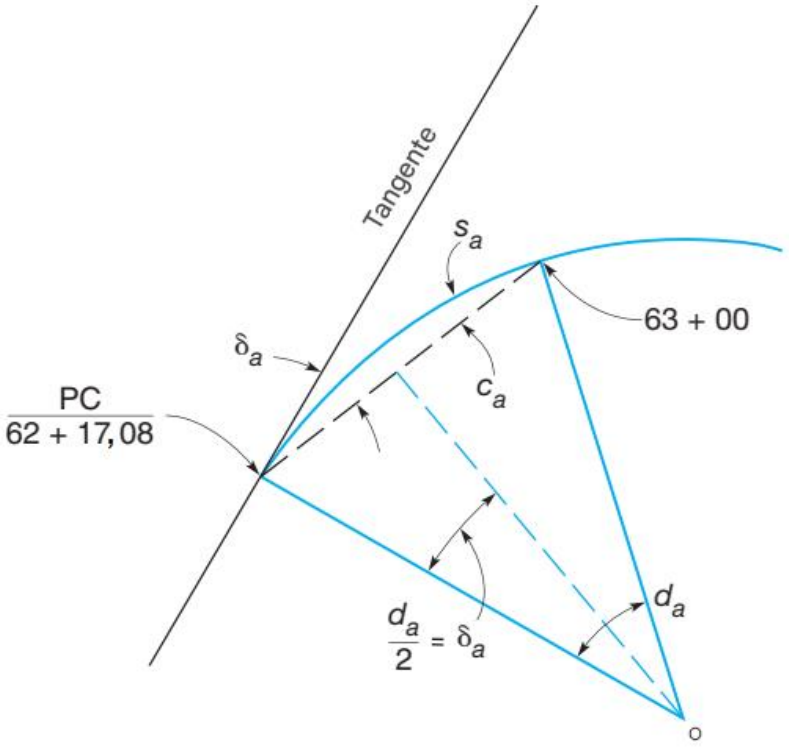


Figura 24.6
Subcuerdas y subdeflexiones.

Un teorema fundamental de la geometría útil en el cálculo de curvas circulares y el replanteo es que el ángulo en un punto entre una tangente y cualquier cuerda es igual a la mitad del ángulo central subtendido por la cuerda. Por lo tanto, el ángulo de subdeflexión δ_a necesario para replantear la estación 63 + 00 es $d_a/2$, o

$$\delta_a = \frac{s_a D}{200} \text{ (grados)} \qquad \textbf{(24.12a)}$$

Además, reconociendo que I y L son constantes para cualquier curva en particular, la ecuación (24.11b) puede reescribirse como

$$\delta_a = s_a k \text{ (grados)} \qquad \textbf{(24.12b)}$$

donde *k* es $I/(2L)$.

La longitud de la subcuerda c_a se puede representar en términos de δ_a y el radio de la curva como

$$\text{sen } \delta_a = \frac{c_a}{2R} \quad \text{de la cual} \quad c_a = 2R \text{ sen } \delta_a \qquad (24.13)$$

Dado que el arco entre estaciones completas subtiende el ángulo central D, según el teorema geométrico mencionado anteriormente, los ángulos de deflexión para cada estación completa más allá de 63 + 00 se obtienen sumando D/2 al ángulo de deflexión anterior. La cuerda completa **c**, que corresponde a 100 pies de longitud de curva, se calcula utilizando la ecuación (24.13), excepto que se sustituye δ_a por D/2. Las ecuaciones (24.12) y (24.13) también se utilizan para calcular el último ángulo de subdeflexión δ_b y la subcuerda c_b, pero la diferencia en la posición s_b entre la última estación completa y el PT reemplaza la longitud de arco s_a.

Las ecuaciones (24.12) y (24.13) también se utilizan para calcular los ángulos de deflexión y las cuerdas totales para el método de cuerda total de replanteo. Aquí s es simplemente la diferencia en la posición entre la estación que se está estableciendo y el PC. Para curvas de hasta aproximadamente 2°00' (definición de arco), las longitudes de los arcos y sus correspondientes cuerdas son casi iguales. En curvas más pronunciadas, las cuerdas son más cortas que las longitudes de arco correspondientes. Esto se verifica con los datos de las columnas (3) y (4) de la Tabla 24.1, que proporcionan longitudes de cuerda reales para incrementos de estación completa y media para diferentes valores de D (definición de arco). Los cálculos para ángulos de deflexión y cuerdas en curvas con definición de cuerda utilizan las mismas fórmulas, pero R se calcula mediante la Ecuación (24.10). Nótese que para un grado de curva dado, R es mayor para la definición de cuerda que para la definición de arco. Además, las longitudes de arco para estaciones completas son mayores que su valor nominal de 100,00 pies, y las subcuerdas reales son mayores que sus valores nominales (diferencias en la estación). Una comprobación de las columnas (6) y (7) de la Tabla 24.1 verifica estos hechos.

■ **Ejemplo 24.2**

Calcule los ángulos de subdeflexión y las subcuerdas δ_a, c_a, δ_b y c_b, y calcule la cuerda **c** del Ejemplo 24.1.

Solución

Por la Ecuación (24.12a)

$$\delta_a = 82{,}92(0{,}0100°) = 0{,}8292° = 0°49'45''$$
$$\delta_b = 37{,}08(0{,}0100°) = 0{,}3708° = 0°22'15''$$
$$\text{(Note que } D/200 = 2°/200 = 0{,}01°)$$

Por la Ecuación (24.13)

$$c_a = 2(2864{,}79)\text{sen}0°49'45'' = 82{,}92 \text{ (pies)}$$
$$c_b = 2(2864{,}79)\text{sen}0°22'15'' = 37{,}08 \text{ (pies)}$$
$$c = 2(2864{,}79)\text{sen}1°00'00'' = 99{,}99 \text{ (pies)}$$

■ 24.7 NOTAS PARA EL TRAZADO DE CURVAS CIRCULARES MEDIANTE ÁNGULOS DE DEFLEXIÓN Y CUERDAS INCREMENTALES

Con base en los principios expuestos, se han calculado los datos de ángulo de deflexión y cuerda incremental para el replanteo de la curva completa de los Ejemplos 24.1 y 24.2, los cuales se presentan en la Tabla 24.2. Normalmente,

como se ha hecho en este caso, los datos se preparan para el replanteo desde el PC, aunque las condiciones del terreno pueden impedir que la curva se trace completamente desde allí. Este problema se analiza en la Sección 24.9. Los valores de los ángulos de deflexión se suelen expresar con varias cifras decimales para su verificación y para evitar la acumulación de pequeños errores cuando D es un número no entero, como por ejemplo, 3°17'24". Nótese en la Tabla 24.2 que el ángulo de deflexión respecto al PT es de 4°12', exactamente la mitad del ángulo I de 8°24'. Esta comparación permite una verificación importante de los cálculos de todos los ángulos de deflexión. Las notas de campo para la curva de este ejemplo se registran en la Figura 24.7 tal como aparecerían en un cuaderno de campo. Las notas se extienden verticalmente para simplificar el trazado mientras se mira hacia adelante. Los ordenadores pueden realizar fácilmente todos los cálculos necesarios y mostrar las notas para el replanteo de la curva según los ángulos de deflexión.

TABLA 24.3 DATOS DEL ÁNGULO DE DEFLEXIÓN Y LA CUERDA INCREMENTAL PARA LA CURVA DE EJEMPLO

Estación	Cuerda incremental	Incremento de deflexión	Ángulo de deflexión
6 + 493,319 (PT)	18,628	0°25′26,2″	4°12′00″✓
6 + 480	19,999	0°38′11,8″	3°46′34″
6 + 460	19,999	0°38′11,8″	3°08′22″
6 + 440	19,999	0°38′11,8″	2°30′10″
6 + 420	19,999	0°38′11,8″	1°51′58″
6 + 400	19,999	0°38′11,8″	1°13′46″
6 + 380	13,318	0°35′34,6″	0°35′35″
6 + 361,372 (PC)			

Y por la Ecuación (24.8) $$E = 66{,}092 \tan\left(\frac{8°24'}{4}\right) = 2{,}423 \text{ m}$$

Finalmente por la Ecuación (24.9) $$M = 2{,}423 \cos\left(\frac{8°24'}{2}\right) = 2{,}416 \text{ m}$$

La distancia del arco desde el PC hasta la estación 6 +380 es (6380 — 6361,372) = 18,628 m. La distancia del arco para el replanteo final es 6493,319 — 6480 = 13,319 m. Todas las demás estaciones tienen intervalos de replanteo de 20 m. La Tabla 24.3 y la Figura 24.8 muestran los datos de la curva y las notas de campo necesarias para replantear la curva en este ejemplo.

ALIGNMENT OF
LAFAYETTE HIGHWAY

Station	Chord	Total Def.		Curve Data
(PT)		o ′ ″		
6+493.319		4 12 00		$I = 8°24'$
	13.318			$R = 900$ m
6+480		3 46 34		$k = 0.03183096$
	19.999			$L = 131.947$ m
6+460		3 08 22		$T = 66.092$ m
	19.999			$LC = 131.829$ m
6+440		2 30 10		$E = 2.423$ m
	19.999			$M = 2.416$ m
6+420		1 51 58		
	19.999			
6+400		1 13 46		
	19.999			
6+380		0 35 35		
	18.628			
6+361.372				
(PC)				

Por la Ecuación (24.12b)

$$k = 8°24'/[2(131,947)] = 0,03183096°$$
$$\delta_a = 0,03183096(18,628) = 0,59295° = 0°35'34.6''$$
$$\delta = 0,03183096(20) = 0,63662° = 0°38'11,8''$$
$$\delta_b = 0,03183096(13,319) = 0,42396° = 0°25'26,2''$$

Por la Ecuación (24.13)

$$c_a = 2(900)\,\text{sen}\ 0°35'34,6'' = 18,628\ \text{m}$$
$$c = 2(900)\,\text{sen}\ 0°38'11,8'' = 19,999\ \text{m}$$
$$c_b = 2(900)\,\text{sen}\ 0°25'26,2'' = 13,318\ \text{m}$$

■ 24.1 1 TRAZADO DE CURVAS CIRCULARES MEDIANTE ÁNGULOS DE DEFLEXIÓN Y CUERDAS TOTALES

Si las condiciones del terreno lo permiten y se dispone de una estación total, las curvas se pueden trazar convenientemente mediante ángulos de deflexión y cuerdas totales. Mediante este método, el tamaño del equipo de campo se reduce de tres a dos personas, o incluso a una sola si se dispone de una estación total robótica. Los ángulos de deflexión se calculan y trazan como en el ejemplo anterior, pero las cuerdas se miden electrónicamente como distancias radiales (cuerdas totales) desde el PC u otra estación donde se coloca el instrumento. Si el replanteo se planifica desde el PC, las cuerdas totales desde allí son las líneas discontinuas de la Figura 24.5. Se calculan mediante la Ecuación (24.13), excepto que el ángulo de deflexión para cada estación se sustituye por δ_α para obtener la cuerda correspondiente. Las cuerdas totales necesarias para replantear la curva del Ejemplo 24.2 usando un instrumento de estación total configurado en PC son 82,92 pies para 63 + 00, 182,89 pies para 64 + 00, 282,80 pies para 65 + 00, 382,63 pies para 66 + 00, y 419,62 pies para PT, que es la cuerda larga LC dada por la Ecuación (24.5). Se aplican los mismos ángulos de deflexión dados en la Tabla 24.2. Para replantear curvas usando una estación total, el instrumento se coloca en su modo de seguimiento. El ángulo de deflexión a cada estación se gira y la cuerda requerida a esa estación

ingresada en el instrumento. El operador del instrumento dirige a la persona con el reflector a la alineación correcta. Luego el reflector se mueve hacia adelante o hacia atrás según sea necesario, hasta que se logra la distancia de cuerda total correcta, donde se coloca la estaca. A menudo resulta conveniente llevar una cinta métrica corta al marcar las estaciones para desplazarse rápidamente a la posición final desde una posición de prueba cercana. Si se requieren configuraciones intermedias en la curva utilizando este método, el instrumento se orienta como se describe en la Sección 24.9. A continuación, se deben calcular las nuevas cuerdas radiales que se medirán desde la estación intermedia. Si bien las curvas se pueden marcar rápidamente con estaciones totales utilizando este método, como se mencionó anteriormente, un peligro asociado es que cada estaca se coloca individualmente y, por lo tanto, no depende de las estaciones anteriores. Por consiguiente, no se logra una verificación al final de la curva como en el método de cuerda incremental, y los errores en los ángulos o distancias en las estaciones intermedias podrían pasar desapercibidos. Los errores importantes generalmente se pueden descubrir mediante la inspección visual de las estacas de la curva, pero marcar rápidamente las cuerdas incrementales entre estaciones adyacentes proporciona una mejor verificación.

■ 24.12 CÁLCULO DE COORDENADAS EN UNA CURVA CIRCULAR

Hoy en día, debido a la disponibilidad de instrumentos de estación total con colectores de datos, las curvas circulares se suelen replantear utilizando el método de coordenadas. Para este procedimiento, primero se deben determinar las coordenadas de los puntos de la curva que se van a replantear en algún sistema de coordenadas de referencia. Aunque suelen basarse en una proyección cartográfica establecida, como el Sistema de Coordenadas Planas Estatales o la proyección Universal Transversal de Mercator (véase el Capítulo 20), a menudo bastará con un sistema de coordenadas de proyecto arbitrario. Esta sección describe el proceso de determinación de coordenadas para estaciones en curvas circulares. En la Figura 24.9, supongamos que se conoce el acimut de la tangente inversa que va de A a V, se conocen las coordenadas del PI (punto V) y que las partes definitorias de la curva se han calculado utilizando las Ecuaciones (24.1) a (24.10). Utilizando la distancia tangente y el acimut de la tangente inversa, la salida y la latitud se calculan mediante las ecuaciones (10.1) y (10.2), donde Az_{VA} es el acimut inverso de la línea AV. Las coordenadas de A (el PC) son entonces

$$X_A = X_V + T \operatorname{sen} Az_{VA}$$
$$Y_A = Y_V + T \cos Az_{VA} \qquad \textbf{(24.14)}$$

Conociendo las coordenadas del PC, se pueden calcular las coordenadas de los puntos de la curva utilizando los mismos ángulos de deflexión y subcuerdas que se usaron para trazar la curva mediante el método de la cuerda total. Los ángulos de deflexión se suman al acimut de AV para obtener los acimuts de las cuerdas a todas las estaciones que se van a establecer. Usando la longitud total de la cuerda y el acimut de la cuerda para cada estación, se obtienen las salidas y latitudes se calculan y se suman a las coordenadas de A (el PC) para obtener las coordenadas de la estación. Conociendo las coordenadas de todos los puntos de la curva, se pueden replantear con la estación total ocupando cualquier punto conveniente cuyas coordenadas también se conozcan en el mismo sistema. El PC, PT, PI o el punto medio de la curva son puntos que se utilizan con frecuencia. A veces es conveniente replantear una curva circular colocando el instrumento en el centro de la curva, es decir, el punto O de la Figura 24.9. En este caso, se calculan las coordenadas del punto central de la curva y luego se pueden calcular convenientemente las coordenadas de las estaciones que se van a establecer utilizando líneas radiales desde ese punto. De la Figura 24.9, el acimut del radio que va de A al centro de la curva es

$$Az_{AO} = Az_{AV} + 90° \qquad \textbf{(24.15a)}$$

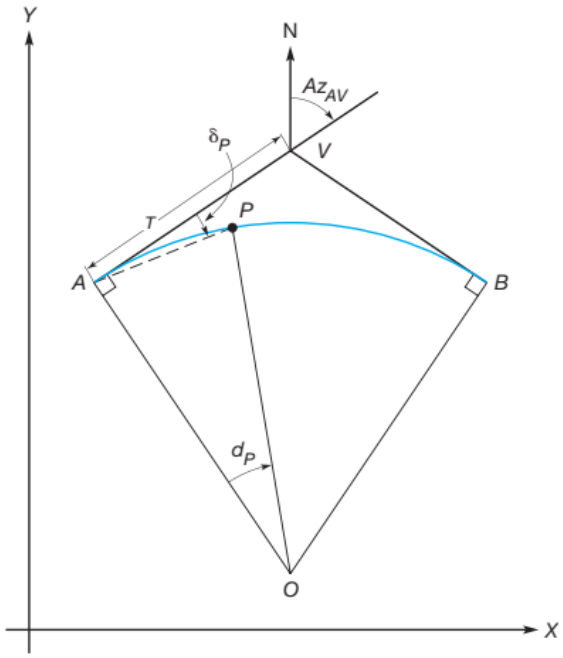


Figura 24.9
Geometría para el cálculo de coordenadas de puntos de curva.

La ecuación (24.15a) es válida para una curva que se encuentra a la derecha de la tangente posterior. Para una curva que se desvía hacia la izquierda, la expresión adecuada es

$$Az_{AO} = Az_{AV} - 90° \qquad \textbf{(24.15b)}$$

Utilizando el acimut apropiado de las ecuaciones (24.15) y el radio de la curva, R, las coordenadas del punto central O de la figura 24.9 son

$$X_O = X_A + R \operatorname{sen} Az_{AO}$$
$$Y_O = Y_A + R \cos Az_{AO} \qquad \textbf{(24.16)}$$

El acimut de la línea de radio desde O hasta cualquier estación P en la curva es

$$Az_{OP} = Az_{OA} + d_P \qquad \textbf{(24.17)}$$

donde d_P se determina en la ecuación (24.11). Entonces las coordenadas de P son

$$X_P = X_O + R \operatorname{sen} Az_{OP}$$
$$Y_P = Y_O + R \cos Az_{OP} \qquad \textbf{(24.18)}$$

Para replantear los puntos de la curva, el instrumento de estación total se coloca en el punto central de la curva, se toma una lectura inversa en el punto A y se indexa el acimut de la línea OA en el círculo horizontal. Para replantear cualquier punto, como P en la Figura 24.9, el acimut de OP se coloca en el círculo del instrumento y la estaca se coloca en la línea de visión a una distancia R del instrumento. Replantear una curva desde el punto central tiene la ventaja de proporcionar un método sencillo para calcular y trazar una línea, que está desplazada de la línea de referencia. Esto se hace simplemente usando un radio mayor o menor en las Ecuaciones (24.18) para calcular las coordenadas de la línea desplazada y luego usando ese mismo valor de radio para el replanteo. Una desventaja de replantear una curva desde su centro es que los valores de radio de las curvas que se usan típicamente en rutas de transporte son bastante grandes, lo que significa que el operador del instrumento y la persona que maneja el prisma generalmente estarán relativamente lejos el uno del otro. Además, con estos valores de radio grandes, a menudo habrá obstrucciones que

bloqueen las líneas de visión. El ejemplo 24.4 de la siguiente sección demuestra el método para calcular las coordenadas de los puntos de una curva utilizando ángulos de deflexión y longitudes totales de las cuerdas.

■ 24.13 TRAZADO DE CURVAS CIRCULARES MEDIANTE COORDENADAS

El método de coordenadas puede utilizarse ventajosamente para el replanteo de curvas circulares, especialmente si se emplean una estación total o receptores GNSS. En este procedimiento, las coordenadas de cada estación de curva que se va a replantear se calculan como se describe en la sección anterior. La estación total se puede colocar en el PC, PT, punto medio de la curva, punto central de la curva o cualquier otra estación de control cercana, que proporcione una buena vista de toda el área donde se trazará la curva. Los acimuts y las distancias a cada estación se calculan invirtiendo las coordenadas de la estación ocupada y las de cada estación de curva. El instrumento se orienta mediante la observación inversa de otra estación de control visible. A continuación, cada punto de la curva se replantea marcando su distancia calculada a lo largo de su acimut calculado. La figura 24.10 ilustra una situación en la que se está replanteando una curva mediante el método de coordenadas. El instrumento de estación total se coloca en la estación de control B porque todos los puntos de la curva son visibles desde allí. Después de una lectura de la estación de control A, se utilizan distancias y direcciones para replantear todos los puntos de la curva. Los cálculos necesarios para replantear esta curva mediante el método de coordenadas se ilustran con el siguiente ejemplo.

■ Ejemplo 24.4

Dos tangentes se intersecan en una estación PI de 4 + 545,500 cuyas coordenadas son X = 5723,183 m e Y = 3728,947 m. El ángulo de intersección es de 24°32' a la izquierda y el acimut de la tangente posterior es de 326°40'20". Se utilizará una curva con radio, R, de 400 m para unir las tangentes. Calcule los datos necesarios para replantear la curva en incrementos de 20 m mediante coordenadas utilizando un instrumento de estación total. Para el replanteo, el instrumento se colocará en la estación B, cuyas coordenadas son X = 5735,270 m e Y = 3750,402 m, y una lectura de referencia tomada en la estación A, cuyas coordenadas son X = 5641,212 m e Y = 3778,748 m.

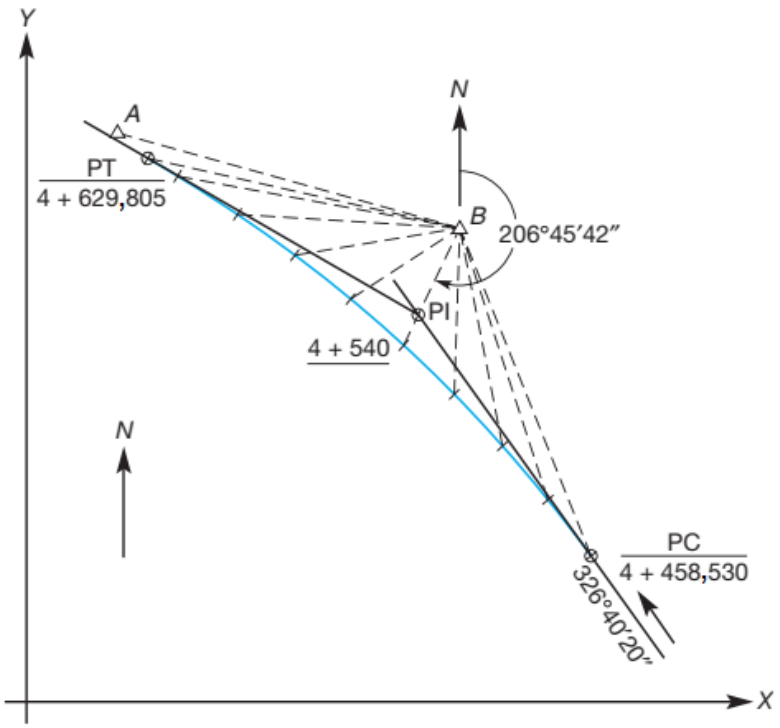


Figura 24.10
Trazado de una curva circular mediante coordenadas con un instrumento de estación total.

Solución

Por la Ecuación (24.1) $$L = 400 \times 24°32' \left(\frac{\pi}{180°}\right) = 171{,}275 \text{ m}$$

Por la Ecuación (24.4) $$T = 400{,}000 \tan(12°16') = 86{,}970 \text{ m}$$

Colocación de la estación en la curva

$$\begin{aligned} \text{PI} &= 4 + 545{,}50 \\ -\text{T} &= \quad 86{,}970 \\ \text{PC} &= 4 + 458{,}530 \\ +\text{L} &= \quad 171{,}275 \\ \text{PT} &= 4 + 629{,}805 \end{aligned}$$

En la Tabla 24.4 se presenta una solución tabular para las coordenadas de los puntos de la curva. Las diferencias de posición entre los puntos de la curva se enumeran en la columna (2). Los ángulos de deflexión totales se calculan utilizando la Ecuación (24.12b) y se tabulan en la columna (3). Las cuerdas totales, calculadas a partir de la Ecuación (24.13) utilizando estos ángulos de deflexión totales, se tabulan en la columna (4). A partir del acimut de la tangente posterior y los ángulos de deflexión, se calcula el acimut de cada cuerda total y se tabula en la columna (5). Las coordenadas del PC se calculan utilizando las Ecuaciones (24.14) como

$$X_{PC} = 5723{,}183 + 86{,}970 \operatorname{sen}(326°40'20'' - 180°) = 5770{,}967 \text{ m}$$
$$Y_{PC} = 3728{,}947 + 86{,}970 \cos(326°40'20'' - 180°) = 3656{,}280 \text{ m}$$

TABLA 24.4 CÁLCULOS PARA EL ESTAQUEO (ESTACAS) DE LA CURVA DEL EJEMPLO 24.4 POR COORDENADAS

Estación (1)	Diferencia de estación (2)	Deflexión total (3)	Cuerda total (4)	Azimut de la cuerda (5)	Δ X (6)	Δ Y (7)	X (8)	Y (9)
4 + 458,530							5770,967	3656,280
4 + 460	1,470	0°06′19″	1,470	326°34′01″	−0,810	1,227	5770,157	3657,507
4 + 480	21,470	1°32′16″	21,468	325°08′04″	−12,272	17,614	5758,695	3673,894
4 + 500	41,470	2°58′12″	41,452	323°42′08″	−24,539	33,408	5746,428	3689,688
4 + 520	61,470	4°24′09″	61,410	322°16′11″	−37,580	48,569	5733,387	3704,849
4 + 540	81,470	5°50′06″	81,330	320°50′14″	−51,362	63,060	5719,605	3719,340
4 + 560	101,470	7°16′02″	101,199	319°24′18″	−65,851	76,843	5705,116	3733,123
4 + 580	121,470	8°41′59″	121,004	317°58′21″	−81,011	89,885	5689,956	3746,165
4 + 600	141,470	10°07′55″	140,734	316°32′25″	−96,803	102,153	5674,164	3758,433
4 + 620	161,470	11°33′52″	160,376	315°06′28″	−113,189	113,616	5657,777	3769,896
4 + 629,805	171,275	12°16′00″	169,970	314°24′20″	−121,427	118,933	5649,540	3775,213

Nota: Todas las longitudes y valores de coordenadas están en metros

Utilizando sus longitudes y acimuts, se calculan la desviación ΔX y la latitud ΔY de cada cuerda total. Estas se suman a las coordenadas del PC para obtener las coordenadas de los puntos de la curva. Los valores de ΔX y ΔY se tabulan en las columnas (6) y (7), y las coordenadas X e Y se enumeran en las columnas (8) y (9) de la Tabla 24.4. Se puede obtener una verificación de las coordenadas PT de la Tabla 24.4 calculándolas independientemente utilizando el acimut y la longitud de la tangente de avance. El acimut de la tangente de avance se calcula restando el ángulo I del acimut de la tangente de retroceso.

$$Az = 326°40'20'' - 24°32' = 302°08'20''$$

Entonces, las coordenadas X e Y del PT son

$$X_{PT} = 5723{,}183 + 86{,}970 \sin(302°08'20'') = 5649{,}540 \text{ m} \checkmark$$

$$Y_{PT} = 3728{,}947 + 86{,}970 \cos(302°08'20'') = 3775{,}213 \text{ m} \checkmark$$

Los cálculos para las longitudes y acimuts de las líneas radiales necesarias para marcar los puntos de la curva desde la estación B se enumeran en la Tabla 24.5. La columna (1) muestra las estaciones de la curva, y las columnas (2) y (3) enumeran las diferencias ΔX y ΔY entre las coordenadas X e Y de cada punto de la curva y las de la estación B. Las longitudes radiales L calculadas a partir de la ecuación (11.4) y los acimuts calculados mediante la ecuación (11.5) se tabulan en las columnas (4) y (5). Si bien los cálculos necesarios para marcar una curva mediante coordenadas pueden parecer bastante extensos, son procesados rutinariamente por computadoras.

TABLA 24.5 cálculos para longitudes radiales y acimuts para el estaqueo de la curva del ejemplo 24.4 por coordenadas

Estación (1)	ΔX (2)	ΔY (3)	*L* (4)	*Az* (5)
4 + 458,530 (PC)	-85,730	24,811	89,248	286°08'27'
4 + 460	-77,493	19,494	79,907	284°07'13'
4 + 480	-61,106	8,031	61,631	277°29'14"
4 + 500	-45,314	-4,238	45,512	264°39'25'
4 + 520	-30,154	-17,280	34,754	240° 11'05'
4 + 540	-15,665	-31,063	34,789	206°45'42'
4 + 560	-1,883	-45,553	45,592	182°22'01'
4 + 580	11,158	-60,714	61,731	169°35'11'
4 + 600	23,425	76,508	80,014	162°58'36'
4 + 620	34,887	92,895	99,230	159°24'58'
4 + 629,805 (PT)	35,697	94,122	100,664	159°13'48'

Nota: Las unidades de ΔX, ΔY y L son metros

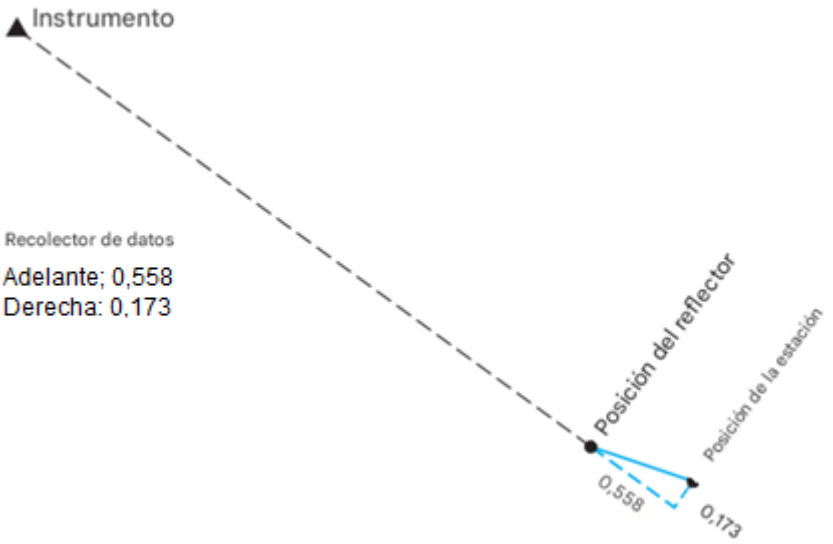


FIGURA 24.11

Cómo establecer una estación con una cinta desde una posición de "replanteo".

Para orientar el instrumento es necesario calcular el acimut de la línea BA. Esto, también mediante la ecuación (11.5), es

$$Az_{BA} = \tan^{-1}\left(\frac{5641{,}212 - 5735{,}270}{3778{,}748 - 3750{,}402}\right) + 360° = 286°46'16''$$

Tras realizar la retroapuntación a la estación A, se indexa 286°46' 16" en el círculo horizontal de la estación total. A continuación, se replantea cada punto de la curva midiendo su distancia radial y acimut, según la Tabla 24.5. Las líneas radiales se muestran discontinuas en la Figura 24.11. Nótese que, por ejemplo, para replantear la estación 4 + 540, se observa una distancia de 34,789 m con un acimut de 206°45'42", como se muestra en la figura.

El proceso de replanteo de una curva se puede simplificar enormemente utilizando un colector de datos con la opción de "replanteo". Al operar en este modo, antes de ir al campo, se descarga en el colector de datos un archivo con los identificadores de puntos (ID) y sus coordenadas correspondientes. En el campo, el operador debe introducir

(1) el ID de la estación ocupada,

(2) el ID de la estación de referencia (o el acimut de la línea de referencia) y

(3) el ID del punto que se va a replantear.

A continuación, se toma la referencia, lo que orienta automáticamente el instrumento. Después, la persona que maneja el prisma se desplaza hasta la ubicación estimada de la estación que se va a establecer, y el operador del instrumento apunta al reflector. El software de replanteo determina las coordenadas del reflector e informa al operador de las distancias y direcciones en las que debe moverse el reflector, desde la perspectiva de la persona que maneja el prisma, para establecer la estación. Por ejemplo, el software podría decir: "VAYA 0,558 A LA DERECHA 0,173". Esto indica que el operador de la mira debe mover el reflector 0,558 m desde el instrumento y 0,173 m a su derecha. O el recolector de datos puede decir “ANDA A 0,558 IZQUIERDA 0,173”. Esto significa que la mira debe moverse 0,558 m hacia el instrumento y 0,173 m a la izquierda. Una cinta pequeña es útil para determinar rápidamente la ubicación de la estación que se va a establecer. La figura 24.11 muestra las mediciones finales necesarias para establecer una estación con un comando de replanteo de “ANDA A 0,558 DERECHA 0,173”. Si se dispone de una estación total robótica y una RPU (véase la sección 8.6) para trazar una curva, el instrumento girará automáticamente en acimut hacia la línea de visión deseada. Este equipo permite que una sola persona trace una curva.

Como se mencionó anteriormente, al replantear curvas circulares mediante el método de coordenadas, se puede seleccionar cualquier punto para la estación del instrumento siempre que se conozcan sus coordenadas. Puede ser un punto en la curva, otro punto de control establecido o un nuevo punto que se puede establecer mediante poligonación (véase el Capítulo 9). Alternativamente, el instrumento se puede colocar en cualquier punto de ubicación desconocida que proporcione una buena vista y su posición se puede determinar rápidamente mediante el método de resección (véanse las Secciones 11.7 y 23.9). En cualquier caso, después de que el instrumento se haya instalado y orientado, se debe realizar una verificación para asegurar su precisión midiendo hasta otra estación de coordenadas conocidas. Cualquier discrepancia significativa debe resolverse antes de trazar la curva. Es importante señalar una vez más que cada punto de la curva se replantea independientemente de los demás, por lo que no hay errores de cierre al final para verificar la precisión del trabajo. Por lo tanto, el trabajo debe realizarse con mucho cuidado y el trazado debe verificarse. Para comprobar, las distancias de cuerda entre estaciones sucesivas se pueden medir rápidamente con una cinta métrica o se pueden comprobar todas las estaciones desde un instrumento configurado en una segunda estación de coordenadas conocidas. El software WOLFPACK, que se puede encontrar en el sitio web complementario en http://www.pearsonhighered.com/ghilani, se puede utilizar para establecer notas de replanteo de curvas. La pantalla de entrada de datos para la opción de cálculo de curvas horizontales se muestra en la Figura 24.12. Con este software, el usuario puede calcular las coordenadas de la curva y guardarlas en un archivo de coordenadas para cargarlo en un colector de datos. La figura muestra una pantalla de entrada de datos completa para calcular la curva en el Ejemplo 24.4. Se seleccionan dos opciones de cálculo: “Calcular coordenadas” y “Crear archivo de coordenadas”. A medida que se seleccionen más opciones, aparecerán más cuadros para introducir datos. El archivo de ayuda que acompaña al software describe cada opción.

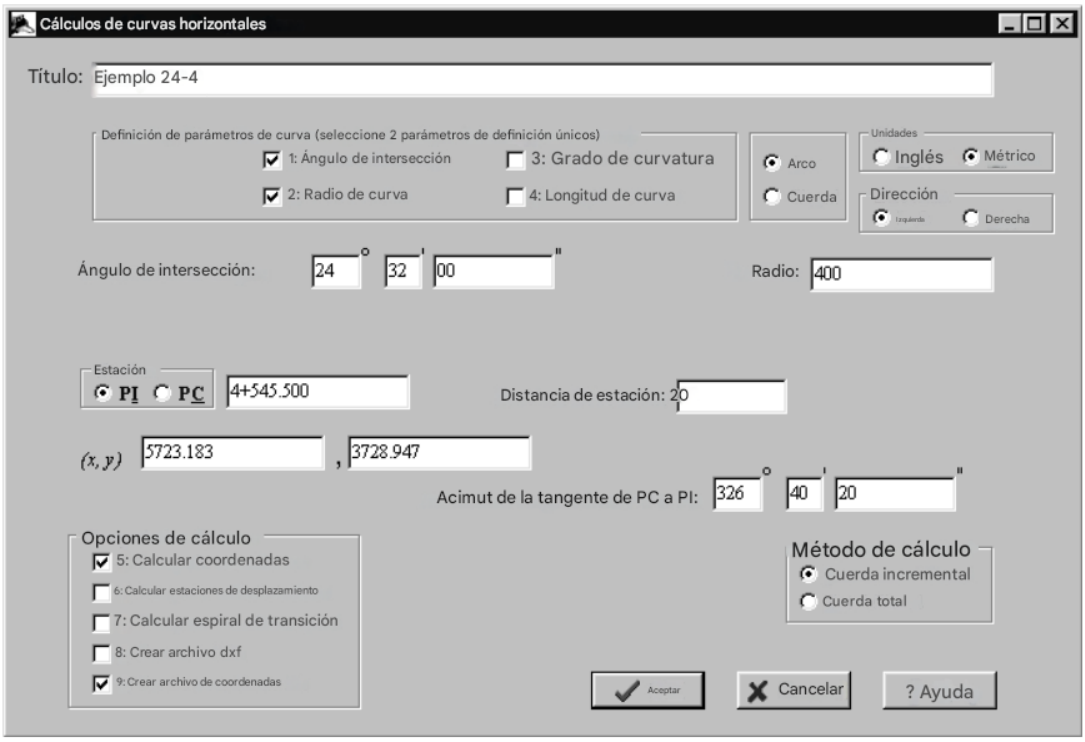


Figura 24.12
Pantalla de entrada de datos para cálculos de curvas horizontales en WOLFPACK

■ 24.14 ESTAQUEAMIENTO (ESTACAS) DE CURVAS MEDIANTE RECEPTORES GNSS Y ESTACIONES TOTALES ROBÓTICAS

Como se explica en las Secciones 23.10 y 23.11, las curvas horizontales también pueden replantearse utilizando métodos de topografía GNSS cinemática en tiempo real (RTK). Sin embargo, al hacerlo, es importante realizar primero un procedimiento de localización, como se explica en las Secciones 15.8 y 23.10, para ubicar las coordenadas derivadas del satélite en el sistema de coordenadas del proyecto. Este procedimiento requiere puntos de control conocidos en el sistema de coordenadas del proyecto que abarquen el área del proyecto. Como se explica en la Sección 23.10, las coordenadas de la estación base pueden establecerse inicialmente utilizando el modo autónomo o mediante un levantamiento GNSS previo (véanse los Capítulos 14 y 15). Dado que sólo se requieren las posiciones relativas de las estaciones, el proceso de transformación eliminará cualquier imprecisión en las coordenadas de la estación base. Sin embargo, no aplicar o realizar esta transformación al usar GNSS en el replanteo, o extrapolar los puntos de replanteo más allá del área abarcada por el control del proyecto, puede resultar en errores graves. Además, este procedimiento sólo debe realizarse una vez por proyecto. Las localizaciones repetidas darán como resultado soluciones variables debido a errores aleatorios, que, a su vez, se propagarán a errores de posición. Usando métodos de topografía RTK, el controlador de topografía GNSS guía al topógrafo hasta cada ubicación de estaca, donde se verifica con un hub.

También es posible el trazado horizontal mediante un sistema de guiado y control GNSS (véase la Sección 23.11). Como se explica en la Sección 23.11, un receptor GNSS se ubica en el vehículo de construcción y se utiliza junto con un modelo digital del terreno (MDT) y un plano de nivelación finalizado para guiar el vehículo durante el proceso de construcción y controlar el movimiento de tierras. Una estación base debe estar ubicada dentro del alcance de radio del receptor móvil, generalmente a menos de 10 km, para proporcionarle las observaciones del receptor base. También existen sistemas de control de maquinaria para estaciones totales robóticas. En este proceso, la estación total se instala en un punto con coordenadas conocidas y se referencia a otro. Un MDT y un plano de nivelación se cargan en el sistema de control de maquinaria y la estación total robótica guía el equipo de construcción mediante el seguimiento de un prisma multifacético de 360° montado en el vehículo de construcción. La estación total robótica requiere suficientes estaciones de control en la obra para proporcionar tanto la ubicación como la orientación. Dado que el alcance típico de este sistema es de aproximadamente 300 m (1000 pies) y que debe existir una línea de visión continua entre la estación total y el prisma, este sistema requiere más estaciones de control en el área del proyecto que un sistema de control de maquinaria GNSS. Sin embargo, generalmente funciona en el sistema de coordenadas del proyecto y, por lo tanto, no requiere localización ni control que abarque todo el área del proyecto. Además, no se

ve afectado por las condiciones de la vegetación y suele ser la única solución para el control de maquinaria en estas situaciones. La estación total robótica proporciona posicionamiento horizontal y vertical al sistema de control de maquinaria. Adicionalmente, ofrece la ventaja de tener la precisión suficiente para controlar la nivelación final sin necesidad de un nivel láser. La guía y el control de maquinaria para este sistema son tan precisos que han proporcionado guía a las máquinas de bordillos sin el uso de una cuerda guía.

■ 24.1 5 TRAZADO O ESTAQUEO DE CURVAS CIRCULARES MEDIANTE DESPLAZAMIENTOS

Para curvas cortas, cuando no se dispone de un instrumento de estación total y para fines de verificación, se puede utilizar uno de los cuatro métodos de tipo desplazamiento para trazar curvas circulares: desplazamientos de tangente (TO), desplazamientos de cuerda (CO), ordenadas medias (MO) y ordenadas de la cuerda larga. La figura 24.13 muestra la relación entre CO, TO y MO. Visualmente y mediante comparación de fórmulas, el desplazamiento de cuerda para estación total es

$$CO = 2c \operatorname{sen}\frac{D}{2} = \frac{c^2}{R} = TO \approx 8\,MO \qquad \textbf{(24.19)}$$

Dado que sen 1° = 0,0175 (aprox.), CO = c(0,0175)D, donde D está en grados y decimales. La ordenada media ***m*** para cualquier subcuerda es $R(1 - \cos\delta)$, siendo δ el ángulo de deflexión para la cuerda. Una ecuación útil en el trazado o verificación de curvas en su lugar es

D (grados) = m (pulgadas) para una cuerda de 62 pies (aprox.) **(24.20)**

La geometría del método de desplazamiento de tangente se muestra en la Figura 24.14. La figura ilustra que la curva se traza más convenientemente en ambas direcciones desde PC y PT a un punto común cerca del medio de la curva. Este procedimiento evita observaciones largas y proporciona una verificación donde se pueden hacer pequeños ajustes más fácilmente si es necesario. Para trazar una curva usando este método, se miden distancias de tangente a puntos temporales establecidos A, B y C en la Figura 24.14. Desde estos puntos, se realizan observaciones en ángulo recto (desplazamientos tangentes) para establecer las estacas de curva.

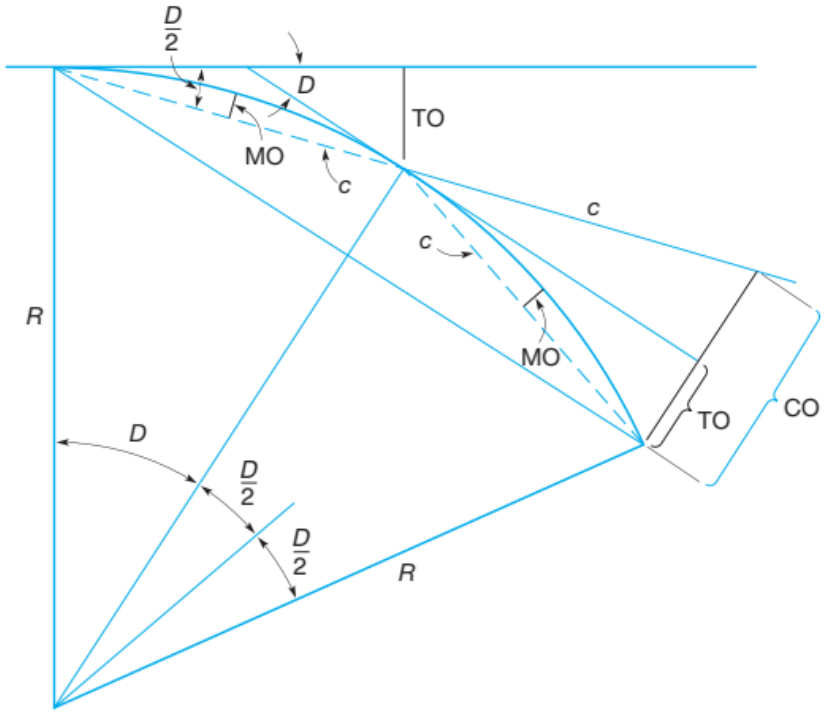


Figura 24.13
Desplazamientos de curvas circulares.

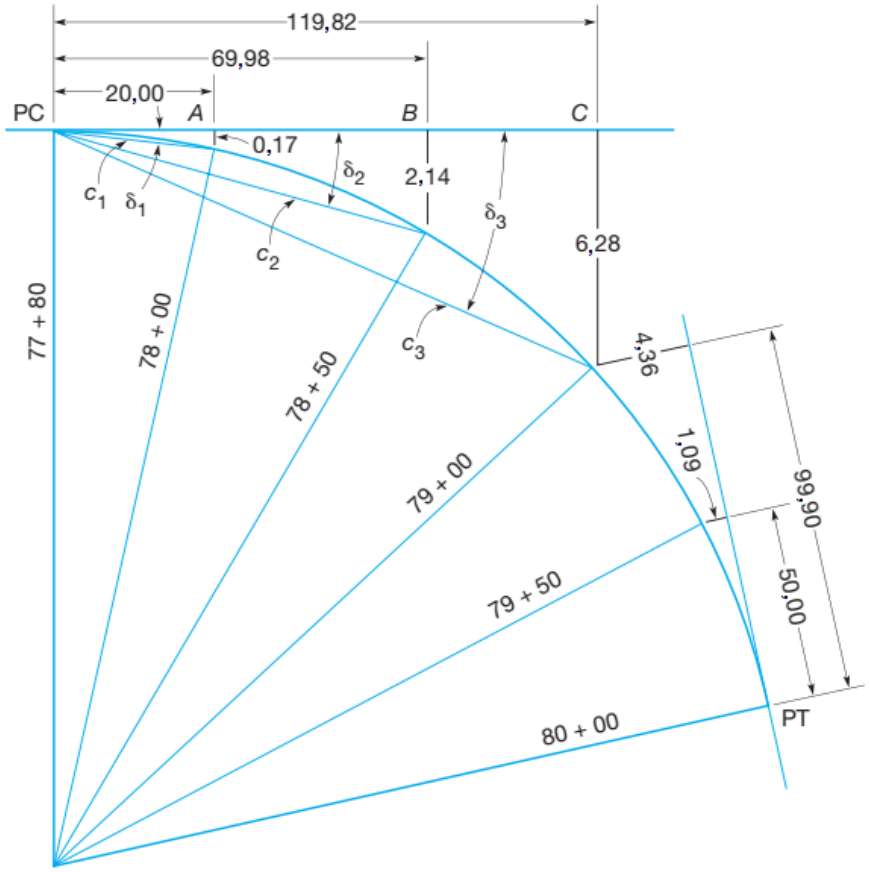


Figura 24.14
Trazado de curvas circulares mediante desplazamientos de tangentes.

Las distancias tangentes (TD) y los desplazamientos tangentes (TO) se calculan utilizando cuerdas y ángulos en las siguientes fórmulas:

$$\text{TD} = c \cos \delta \qquad \textbf{(24.21)}$$

$$\text{TO} = c \operatorname{sen} \delta \qquad \textbf{(24.22)}$$

donde los ángulos δ se calculan usando la ecuación (24.12a) o (24.12b), y las cuerdas ***c*** se determinan a partir de la ecuación (24.13). Estos procedimientos rara vez son utilizados por los topógrafos (geomáticos) actuales.

■ Ejemplo 24.5

Calcular y tabular los datos necesarios para replantear, mediante desplazamientos de tangente, las semiestaciones de una curva circular que tiene I = 11°00', D_c = 5°00' (definición de cuerda) y PC = 77 + 80,00.

Solución

Según la ecuación (24.2a), la longitud de la curva es L = 100(11/5) = 220 pies. Por lo tanto, la estación PT es (77 + 80) + (2 + 20) = 80 + 00. Las estaciones intermedias que se deben marcar son 78 + 00), 78 + 50, 79 + 00 y 79 + 50, como se muestra en la Figura 24.14.

TABLA 24.6 DATOS DE DESPLAZAMIENTO DE TANGENTE PARA EL EJEMPLO 24.5

Estación	Ángulo de deflexión δ	Cuerda c	Desplazamiento de tangente $c \cos \delta$	Distancia de tangente c $c \operatorname{sen} \delta$
80 + 00 (PT)				
79 + 50	1°15′	50,01	50,00	1,09
79 + 00	2°30′	100,00	99,90	4,36
79 + 00	3°00	119,98	119,82	6,28
78 + 50	1°45′	70,01	69,98	2,14
78 + 00	0°30′	20,00	20,00	0,17
77 + 80 (PC)				

Por la ecuación [(24.12(a)], los ángulos δ desde el PC son

$$\delta_1 = 0{,}025(20) = 0{,}50° = 0°30'$$

$$\delta_2 = 0{,}025(70) = 1{,}75° = 1°45'$$

$$\delta_3 = 0{,}025(120) = 3{,}00° = 3°00'$$

donde $D/200 = 0{,}025$.

Por la Ecuación (24.10), el radio es

$$R = \frac{50}{\operatorname{sen} 2°30'} = 1146{,}28 \text{ ft}$$

Por la Ecuación (24.13), las coordenadas para PC son

$$c_1 = 2(1146{,}28) \operatorname{sen} 0°30' = 20{,}00 \text{ pies}$$

$$c_2 = 2(1146{,}28) \operatorname{sen} 1°45' = 70{,}01 \text{ pies}$$

$$c_3 = 2(1146{,}28) \operatorname{sen} 3°00' = 119{,}98 \text{ pies}$$

Ahora, utilizando las ecuaciones (24.21) y (24.22), se calculan las distancias tangentes y los desplazamientos tangentes. Las cuerdas, los ángulos, las distancias tangentes y los desplazamientos tangentes para replantear puntos desde el PT se calculan de la misma manera. Todos los datos para el problema se enumeran en la Tabla 24.6. Las distancias tangentes tabuladas son longitudes desde el PC o PT que deben medirse para establecer los puntos A, B, C, etc., y los desplazamientos tangentes son las distancias desde estos puntos necesarias para ubicar las estacas de la curva. El trazado preciso de curvas mediante desplazamientos tangentes generalmente requiere una estación total para girar los ángulos rectos desde la tangente. Esto implica más configuraciones de instrumentos y una mayor cantidad de tiempo que el replanteo mediante ángulos de deflexión o coordenadas. Sin embargo, se pueden hacer trazados aproximados utilizando una cinta métrica y un prisma de ángulo recto.

■ 24.16 PROBLEMAS ESPECIALES DE CURVAS CIRCULARES

Muchos problemas especiales surgen en el diseño y cálculo de curvas circulares. Aquí se analizan tres de los más comunes, y cada uno puede resolverse utilizando las fórmulas de geometría de coordenadas dadas en el Capítulo 11.

24.16.1 Pasar una curva circular por un punto fijo

Un problema que ocurre con frecuencia en la práctica es determinar el radio de una curva que conecta dos tangentes establecidas y pasa por un punto fijo como un paso subterráneo, un paso elevado o un puente existente. El problema puede resolverse estableciendo un sistema de coordenadas XY, como se muestra en la Figura 24.15 donde el origen se encuentra en V (el PI) y X coincide con la tangente posterior. Las coordenadas del punto del radio en este sistema son $X_0 = -R\tan(I/2)$ e $Y_0 = -R$. A partir de las observaciones de la distancia PV y el ángulo θ se pueden determinar las coordenadas X_P e Y_P del punto P. Entonces, la siguiente ecuación para un círculo, obtenida por sustitución en la ecuación (11.9), se puede escribir como:

$$R^2 = \left(X_P + R\tan\frac{I}{2}\right)^2 + (Y_P + R)^2 \qquad \textbf{(24.23)}$$

Con X_P, Y_P y $I/2$ conocidos, se puede encontrar una solución para R. La ecuación es cuadrática y se puede resolver usando la ecuación (11.3).

24.16.2 Intersección de una curva circular y una línea recta

Otro problema que se encuentra con frecuencia relacionado con el cálculo de curvas es la determinación del punto de intersección de una curva circular y una línea recta.

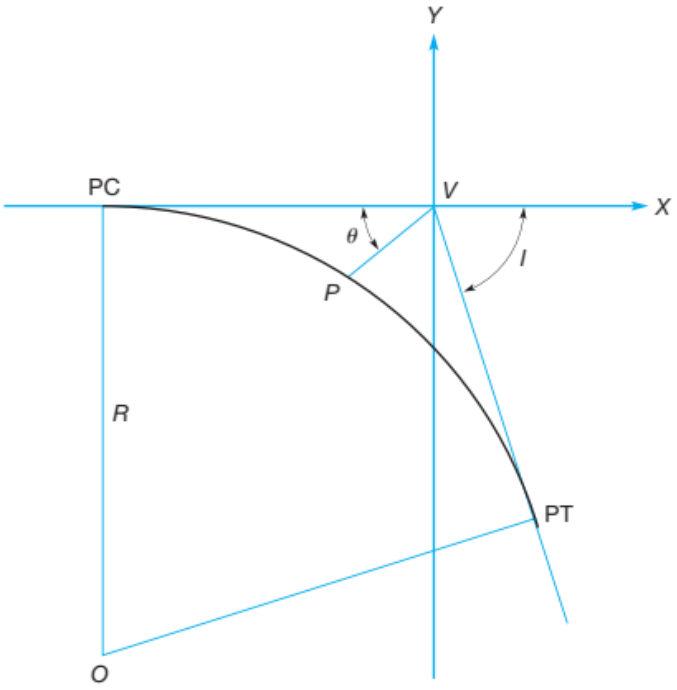


Figura 24.15
Trazando una curva circular que pasa por un punto.

En la figura 11.6 se ilustra un ejemplo. En los casos típicos, se conocen las coordenadas X_A, Y_A, X_B e Y_B, así como R. Los procedimientos para resolver el problema se describen en la sección 11.5, donde también se presenta un ejemplo resuelto.

24.16.3 Intersección de dos curvas circulares

La figura 11.7 ilustra otro problema común: el cálculo del punto de intersección de dos curvas circulares. Esto se puede manejar mediante geometría de coordenadas, como se discute en la Sección 11.6. Las coordenadas X_A, Y_A, X_B e Y_B se determinan típicamente a través de un levantamiento topográfico, y R_1 y R_2 se seleccionan en función de

las restricciones de diseño o topográficas. Se da un ejemplo resuelto en la Sección 11.6. Los problemas descritos en esta sección y en la anterior surgen con mayor frecuencia en el diseño de subdivisiones e intercambios, y en el cálculo de puntos de derecho de vía a lo largo de carreteras y ferrocarriles.

■ 24.17 CURVAS COMPUESTAS E INVERSAS

Las curvas compuestas e inversas son combinaciones de dos o más curvas circulares. Deben usarse sólo para rutas de tráfico de baja velocidad y en terrenos donde las curvas simples no se pueden adaptar al terreno sin costos de construcción excesivos, ya que el cambio rápido en la curvatura causa condiciones de conducción inseguras. Se han desarrollado fórmulas especiales para facilitar los cálculos de dichas curvas, las cuales se ilustran en textos sobre levantamiento topográfico de rutas. Una curva compuesta puede replantearse con la colocación de instrumentos en el punto de inicio (PC) y en el punto final (PT), o bien con una sola colocación en el punto de convergencia de la curva compuesta (PCC), donde se unen las dos curvas. Las curvas inversas se manejan de manera similar.

■ 24.18 DISTANCIA DE VISIBILIDAD EN CURVAS HORIZONTALES

La seguridad vial exige ciertas distancias mínimas de visibilidad en zonas donde se permite adelantar y en áreas donde no se permite adelantar para asegurar una distancia de frenado razonable si hay un objeto en la calzada. Las especificaciones y tablas enumeran valores adecuados en función de las velocidades vehiculares, los tiempos de percepción y reacción de un individuo promedio, la distancia de frenado para un coeficiente de fricción dado durante la desaceleración y el tipo y estado del pavimento. Se desea una distancia mínima de visibilidad de frenado de 450 a 550 pies para una velocidad de 55 mi/h. Una fórmula aproximada para determinar la distancia de visibilidad horizontal disponible en una curva circular se puede derivar de la Figura 24.16, en la que la distancia de visibilidad libre más allá de una obstrucción es la longitud de la cuerda larga AS, denotada por C; y el espacio libre requerido es la ordenada media PM, denotada por ***m***. Luego, en triángulos semejantes SPG y SOH

$$\frac{m}{SP} = \frac{SP/2}{R} \quad \text{y} \quad m = \frac{(SP)^2}{2R}$$

Por lo general, ***m*** es pequeño en comparación con R, y se puede suponer que SP es igual a C/2. Entonces

$$C = \sqrt{8mR} \qquad \textbf{(24.24)}$$

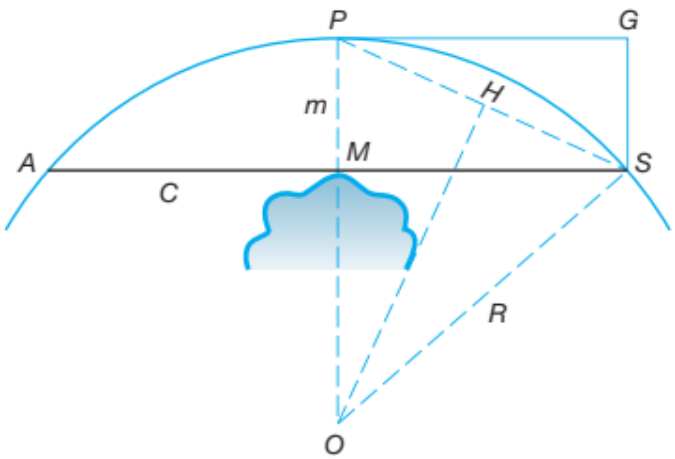


Figura 24.16
Distancia de visibilidad horizontal en una curva circular.

Si se conoce o se puede medir la distancia ***m*** desde el eje central de una carretera hasta la obstrucción, la distancia de visibilidad disponible **C** se calcula a partir de la fórmula. En realidad, los automóviles circulan por el carril interior o exterior, por lo que la distancia de visibilidad **AS** no es exactamente la distancia de frenado real, pero la longitud

calculada es segura y satisfactoria para su uso práctico. Si el cálculo revela una restricción de la distancia de visibilidad, la obstrucción podría eliminarse o se podría colocar un límite de velocidad seguro en la zona.

■ 24.19 ESPIRALES

Como se indicó en la Sección 24.1, las espirales se utilizan para proporcionar transiciones graduales en la curvatura horizontal. Su uso más común es conectar secciones rectas de alineación con curvas circulares, disminuyendo así el cambio repentino de dirección que de otro modo ocurriría en el punto de tangencia. Dado que las espirales introducen la curvatura gradualmente, proporcionan la ubicación lógica para introducir el peralte para compensar la fuerza centrífuga que experimentan los vehículos al entrar en las curvas.

24.19.1 Geometría de la espiral

La figura 24.17 ilustra la geometría de las espirales que conectan tangentes con una curva circular de radio **R** y grado de curvatura **D**. La espiral de entrada a la izquierda comienza en la tangente posterior en el **TS** (tangente a la espiral) y termina en el **SC** (espiral a curva). La curva circular va desde el **SC** hasta el inicio de la espiral de salida en el **CS** (curva a espiral), y la espiral de salida termina en la tangente frontal en el **ST** (espiral a tangente). Las espirales de entrada y salida son geométricamente idénticas. Su longitud L_S es la distancia de arco desde el **TS** al **SC** o desde el **CS** al **ST**. El diseñador selecciona esta longitud para proporcionar una distancia suficiente para introducir el peralte de la curva. Si una tangente a la espiral de entrada (y curva) en el **SC** se proyecta sobre la tangente posterior, se localiza el punto de intersección de la espiral **SPI**. El ángulo en el **SPI** entre las dos tangentes es el ángulo de la espiral Δ_S. A partir de la propiedad básica de una espiral, es decir, que su radio cambia uniformemente desde el infinito en el **TS** hasta el radio de la curva circular en el **SC**, se deduce que el grado de curvatura de la espiral cambia uniformemente desde 0° en el **TS** hasta **D** en el **SC**. Dado que el cambio es uniforme, el promedio…

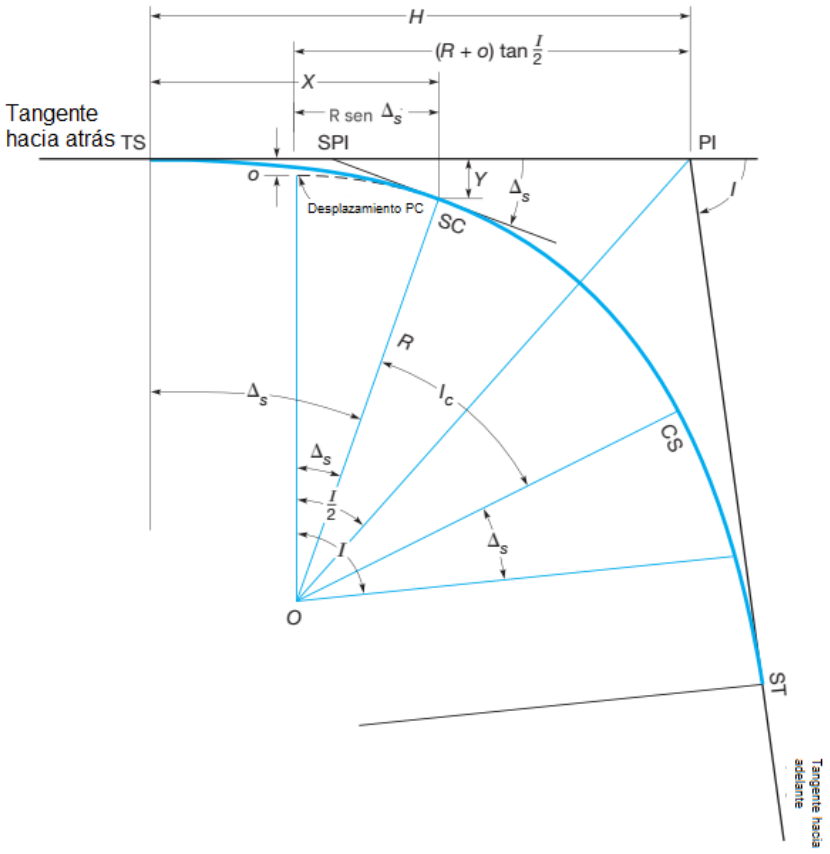


Figura 24.17
Geometría espiral

el grado de curvatura a lo largo de la espiral es D/2. Por lo tanto, a partir de la definición de grado de curvatura, el ángulo espiral Δ_S es

$$\Delta_S = L_S \frac{D}{2} \qquad \textbf{(24.25)}$$

donde L_S está en estaciones y Δ_S y D están en grados. Supongamos en la Figura 24.18 que M está en el punto medio de la espiral, por lo que su distancia desde el TS es $L_S/2$. Si se continúa con este razonamiento, el grado de curvatura en M es D/2, el grado de curvatura promedio desde el TS hasta M es (D/2)/2 = D/4, y el ángulo espiral Δ_M es

$$\Delta_M = \frac{L_S}{2}\frac{D}{4} = \frac{L_S D}{8} \qquad \textbf{(a)}$$

Despejando D en la ecuación (24.25) y sustituyéndola en la ecuación (a) se obtiene

$$\Delta_M = \frac{L_S}{8}\frac{2\Delta_S}{L_S} = \frac{\Delta_S}{4} \qquad \textbf{(b)}$$

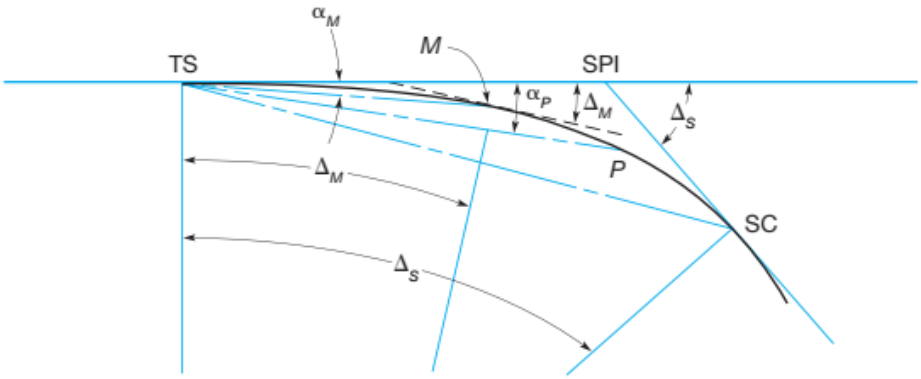


Figura 24.18
Ángulos de deflexión en espiral.

Según la ecuación (b), en $L_S/2$, el ángulo espiral es $\Delta_S/4$. Esto demuestra otra propiedad básica de una espiral: los ángulos espirales en cualquier punto son proporcionales al cuadrado de la distancia desde TS hasta el punto, ó

$$\Delta_P = \left(\frac{L_P}{L_S}\right)^2 \Delta_S \qquad \textbf{(24.26)}$$

donde Δ_P es el ángulo espiral en cualquier punto P cuya distancia desde el TS es LP.

24.19.2 Cálculo y trazado de espirales

Los ángulos de deflexión y las cuerdas, de manera similar a como se usan para las curvas circulares, pueden usarse para trazar espirales. En la Figura 24.18, α_P es el ángulo de deflexión desde el TS hasta cualquier punto P. Mediante cálculo diferencial se puede demostrar que, para las espirales graduales utilizadas en las rutas de transporte, los ángulos de deflexión son aproximadamente un tercio de sus correspondientes ángulos de espiral. Por lo tanto,

$$\alpha_P = \left(\frac{L_P}{L_S}\right)^2 \frac{\Delta_S}{3} \qquad \textbf{(24.27)}$$

En la ecuación (24.27), **LP** es la distancia desde la **TS** hasta **P**, que es simplemente la diferencia de estaciones desde la **TS** hasta el punto **P**. En la figura 24.17, las coordenadas **X** e **Y** dan la posición del **SC**. En este sistema de coordenadas, el origen está en la **TS** y el eje **X** coincide con la tangente posterior. Las fórmulas aproximadas para calcular **X** e **Y** son:

$$X = L_S(100 - 0{,}0030462\ \Delta_S^2)\ \text{(pies)} \qquad \textbf{(24.28)}$$

$$Y = L_S(0{,}58178\Delta_S - 0{,}000012659\ \Delta_S^3)\ \text{(pies)} \qquad \textbf{(24.29)}$$

donde L_S está en estaciones y Δ_S está en grados. Fórmulas más precisas para calcular las coordenadas X e Y de cualquier estación, P, que es una distancia LP a lo largo de la espiral, son:

$$X_P = L_P\left(1 - \frac{\Delta_P^2}{10} + \frac{\Delta_P^4}{216} - \frac{\Delta_P^6}{9360} + \frac{\Delta_P^8}{685.440}\right)$$

$$Y_P = L_P\left(\frac{\Delta_P}{3} - \frac{\Delta_P^3}{42} + \frac{\Delta_P^5}{1320} - \frac{\Delta_P^7}{75.600} + \frac{\Delta_P^9}{6.894.720}\right) \qquad \textbf{(24.30)}$$

donde Δ_P, definido en la ecuación (24.26), se expresa en radianes y LP es la distancia de estación, en pies o metros, desde TS hasta el punto P. Si L_S y Δ_S se sustituyen por LP y Δ_P, respectivamente, en las ecuaciones 24.30, se obtendrán las coordenadas X e Y del SC. Las ecuaciones 24.30 se pueden utilizar para calcular las coordenadas de la espiral en unidades métricas o inglesas. La espiral se puede replantear mediante desplazamientos utilizando estas coordenadas, o se pueden utilizar con las ecuaciones (11.4) y (11.5) para calcular los ángulos de deflexión y las distancias de cuerda necesarias para replantear la espiral. Cuando se inserta una espiral delante de una curva circular, como se ilustra en la figura 24.17, la curva circular se desplaza hacia adentro una cantidad 0, que se conoce como el desplazamiento. Esto se puede visualizar construyendo la curva circular desde el SC hasta el PC desplazado (el punto donde una tangente a la curva es paralela a la tangente posterior). La distancia perpendicular desde el PC desplazado hasta la tangente posterior es el lanzamiento, que de la Figura 24.17 es

$$o = Y - R(1 - \cos \Delta_S) \qquad \textbf{(24.31)}$$

Para trazar una espiral en el campo, la distancia H de la Figura 24.17 desde PI hasta TS se mide hacia atrás a lo largo de la tangente para ubicar TS. Luego, el SC se puede establecer trazando X e Y. A partir de la geometría de la Figura 24.17, la distancia H es

$$H = X - R\,\text{sen}\,\Delta_S + (R + o)\tan\frac{I}{2} \qquad \textbf{(24.32)}$$

El siguiente ejemplo ilustrará los cálculos necesarios para trazar una espiral mediante el método del ángulo de deflexión.

■ Ejemplo 24.6

Se utiliza una espiral de 300 pies de longitud para la transición a una curva circular de 3°00' (definición de arco). El ángulo I en la estación PI de 20 + 00 es de 60°00’ Calcule y tabule los ángulos de deflexión y las cuerdas necesarias para replantear esta espiral en las estaciones intermedias.

Solución

Por la Ecuación (24.3) $R = 5729{,}58/3{,}00 = 1909{,}86$ pies

Por la Ecuación (24.25) $\Delta_S = 3(3{,}00)/2 = 4{,}5° = 4°30'$

Por las Ecuaciones (24.28) y (24.29)

$$X = 3[100 - 0{,}0030462(4{,}5)^2] = 299{,}81 \text{ pies}$$

$$Y = 3[0{,}58178(4{,}5) - 0{,}000012659(4{,}5)^3] = 7{,}86 \text{ pies}$$

(Nota: Estos mismos resultados pueden obtenerse usando las Ecuaciones 24.30, con $L_P = 300{,}00$ pies, y $\Delta_P = (4{,}5° \times \pi/180°)$.]

Por la Ecuación (24.31)

$$o = 7{,}86 - 1909{,}86\,(1 - \cos 4°30') = 1{,}97 \text{ pies}$$

Por la Ecuación (24.32)

$$H = 299{,}81 - 1909{,}86 \operatorname{sen} 4°30' + (1909{,}86 + 1{,}97) \tan 30° = 1253{,}75 \text{ pies}$$

TABLA 24.7 DATOS PARA EL REPOSAMIENTO Espiral del EJEMPLO 24.6

Estación (1)	Distancia total de la cuerda desde TS (pies) (2)	Ángulo de deflexión (3)	Cuerda incremental (pies) (4)
10 + 46,25 (SC)	300,00	1°30,0′	46,25
10 + 00	253,75	1°04,4′	50,00
9 + 50	203,75	0°41,5′	50,00
9 + 00	153,75	0°23,6′	50,00
8 + 50	103,75	0°10,8′	50,00
8 + 00	53,75	0°02,9′	50,00
7 + 50	3,75	0°00,0′	3,75
7 + 46,25 (TS)			

Calcular el posicionamiento (estacas)

$$\begin{aligned} \text{PI posicionamiento} &= 20 + 00{,}00 \\ -H &= -12 + 53{,}75 \\ \text{TS posicionamiento} &= 7 + 46{,}25 \\ +L_S &= 3 + 00{,}00 \\ \text{SC posicionamiento} &= 10 + 46{,}25 \end{aligned}$$

Los ángulos de deflexión calculados mediante la ecuación (24.27) se muestran en la columna (3) de la tabla 24.7. Los valores de L_P utilizados en la ecuación se dan en la columna (2). Si se utiliza una estación total para el replanteo con

una configuración en la TS, se utilizan las cuerdas totales de la columna (2) con los ángulos de deflexión de la columna (3). Si se utilizara un teodolito y una cinta métrica, se utilizarían los ángulos de deflexión y las cuerdas incrementales que se muestran en la columna (4). Las cuerdas en las columnas (2) y (4) son simplemente diferencias de estación entre puntos en la espiral, y son casi exactas para la curvatura relativamente plana de las espirales de carreteras y ferrocarriles. Después de avanzar a través de la espiral, se replantea finalmente el SC. Se debe medir la caída entre su posición y el SC establecido por coordenadas, calcular la precisión y decidir si se acepta o se repite el trabajo. Para continuar replanteando la alineación, el instrumento se mueve hacia adelante hasta el SC. Con $2\Delta_S/3$ ajustado al círculo horizontal, se toma una mira trasera en el TS y se sumerge la línea de visión.1 Al girar el instrumento a 0°00'00" se orienta la línea de visión tangente a la curva circular, lista para trazar los ángulos de deflexión. La curva circular se calcula y traza mediante los métodos dados en secciones anteriores de este capítulo, excepto que su ángulo de intersección I_c, como se ilustra en la Figura 24.17, viene dado por

$$I_c = I - 2\Delta_S \qquad (24.33)$$

1 De la ecuación (24.27), el ángulo en el TS en el triángulo TS-SPI-SC de la figura 24.18 es $\Delta_S/3$. También de la figura 24.18, el ángulo en el SPI en este triángulo es $180° - \Delta_S$. Por lo tanto, con el instrumento en el SC, después de retroapuntar el TS, el ángulo que debe girarse para obtener la línea de visión tangente a la espiral y la curva circular es $2\Delta_S/3$.

Cuando el replanteo alcanza el final de la curva circular, se establece el CS. La espiral de salida se calcula mediante los mismos métodos descritos para la espiral de entrada y se traza replanteando desde el ST. Las espirales se pueden calcular y replantear mediante varios métodos diferentes. En este breve análisis, sólo se ha descrito un procedimiento de uso común. Los estudiantes interesados en profundizar en el estudio de las espirales pueden consultar un texto sobre levantamiento topográfico de rutas que figura en la bibliografía al final de este capítulo.

■ 24.20 CÁLCULO DE ALINEACIONES CIRCULARES "TAL COMO SE CONSTRUYERON"

La mayoría de las carreteras que existen hoy en día fueron cuidadosamente diseñadas y luego construidas de acuerdo con el plan. Por lo tanto, sus ejes centrales "tal como fueron construidos" se conocen con precisión y las coordenadas de los puntos críticos en sus alineaciones están archivadas para su uso futuro. Sin embargo, algunas carreteras tienen su origen en "caminos de carros" que a lo largo de los años fueron periódicamente mejorados y modernizados in situ. Por lo tanto, es posible que no existan planos o registros formales de sus alineaciones. Sin embargo, los límites de las propiedades adyacentes pueden estar referenciados al eje central, por lo que resulta importante que este se establezca con precisión. Además, a veces es deseable determinar los parámetros de una carretera tal como fue construida para verificar el cumplimiento de las especificaciones del contrato. En estos casos, se deben determinar las coordenadas de los puntos críticos en el eje central aproximado de la instalación, tanto en las curvas como en las tangentes. Otra aplicación importante de este tipo de problema se relaciona con los programas de abandono de ferrocarriles. Aquí, los rieles han servido durante años como hitos para delimitar las líneas de derecho de paso. Por lo tanto, antes de su remoción es importante obtener las coordenadas de los puntos importantes a lo largo de sus alineaciones para su uso en trabajos futuros relacionados con el establecimiento de los límites de las propiedades adyacentes al ferrocarril, derecho de paso. El procedimiento para establecer las coordenadas de una alineación existente o construida se ilustra en la Figura 24.19. En la figura, suponga que se utilizó una poligonación para establecer las coordenadas de los puntos A a F a lo largo de la alineación existente, como se muestra. Desde los puntos B a E, se puede realizar un ajuste de mínimos cuadrados de los puntos a la Ecuación (11.10), que establecerá las coordenadas del punto central O y el radio R del círculo. En este ejemplo, las matrices de coeficientes, incógnitas y observaciones son

$$\boldsymbol{A} = \begin{bmatrix} 2X_B & 2Y_B & -1 \\ 2X_C & 2Y_C & -1 \\ 2X_D & 2Y_D & -1 \\ 2X_E & 2Y_E & -1 \end{bmatrix} \quad \boldsymbol{X} = \begin{bmatrix} X_O \\ Y_O \\ f \end{bmatrix} \quad \boldsymbol{L} = \begin{bmatrix} X_B^2 + Y_B^2 \\ X_C^2 + Y_C^2 \\ X_D^2 + Y_D^2 \\ X_E^2 + Y_E^2 \end{bmatrix} \qquad (24.34)$$

Utilizando las ecuaciones (15.6) o (15.7), se determina la solución de mínimos cuadrados para X_O, Y_O y f. El radio R se puede calcular a partir de

$$R = \sqrt{X_O^2 + Y_O^2 - f} \qquad (24.35)$$

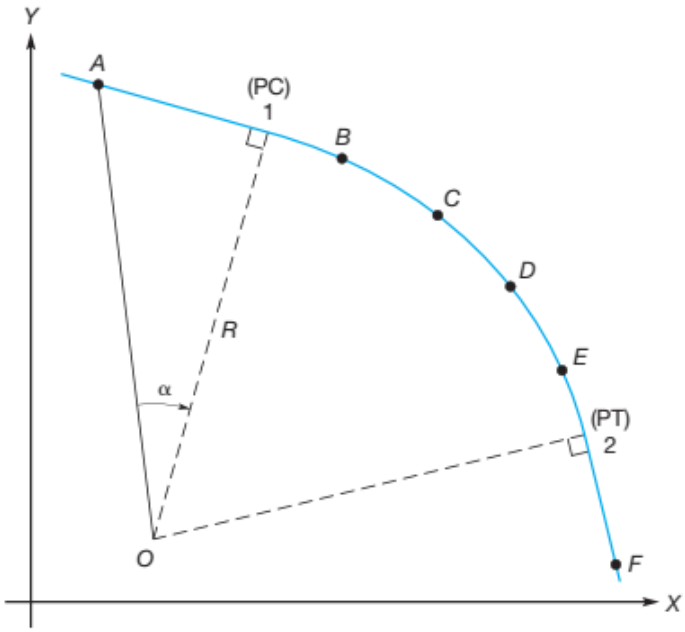


Figura 24.19
Geometría de un levantamiento topográfico de "obra terminada".

■ Ejemplo 24.7

En referencia a la Figura 24.19, se determinaron las siguientes coordenadas durante un levantamiento topográfico de obra terminada. ¿Cuáles son los parámetros que definen la curva y las coordenadas del PC y el PT?

Punto	X (pies)	Y (pies)	Punto	X (pies)	Y (pies)
A	5354,86	7444,14	D	8084,03	6071,29
B	6975,82	6947,93	E	8431,38	5542,00
C	7577,11	6572,60	F	8877,96	4268,90

Solución

Sustituyendo los valores de las coordenadas de los puntos B a E en la ecuación (24.34) se obtienen las matrices A y L como

$$A = \begin{bmatrix} 2(6975{,}82) & 2(6947{,}93) & -1 \\ 2(7577{,}11) & 2(6572{,}60) & -1 \\ 2(8084{,}03) & 2(6071{,}29) & -1 \\ 2(8431{,}38) & 2(5542{,}00) & -1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 13.951{,}64 & 13.895{,}86 & -1 \\ 15.154{,}22 & 13.145{,}20 & -1 \\ 16.168{,}06 & 12.142{,}58 & -1 \\ 16.862{,}76 & 11.084{,}00 & -1 \end{bmatrix}$$

$$L = \begin{bmatrix} 6975{,}82^2 + 6947{,}93^2 \\ 7577{,}11^2 + 6572{,}60^2 \\ 8084{,}03^2 + 6071{,}29^2 \\ 8431{,}38^2 + 5542{,}00^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 96.935.795{,}96 \\ 100.611.666{,}71 \\ 102.212.103{,}30 \\ 101.801.932{,}70 \end{bmatrix}$$

```
Archivo de datos para el Ejemplo 24.7 usando WOLFPACK
B 6975,82 6947,93 **ID de punto, X, Y
C 7577,11 6572,60
D 8084,03 6071,29
E 8431,38 5542,00

Resultados del ajuste de mínimos cuadrados de puntos
*****  Ajuste de mínimos cuadrados del círculo        *****
Centro del círculo en: X 5587,375
                                   Y = 4053,992
Con un radio de:                   3209,766

Desajuste de puntos a la curva de mejor ajuste
Distancia de        la estación desde la curva
====================
B                        0,009
C                       -0,026
D                        0,028
E                       -0,010
```

Figura 24.20
Archivo de datos y resultados de ajuste para el Ejemplo 24.7 usando WOLFPACK

Sustituyendo las matrices A y L en la ecuación (15.6) se obtiene la solución.

$$X_O = 5587{,}375$$
$$Y_O = 4053{,}992$$
$$f = 37.351.007{,}416$$

Y finalmente por la Ecuación (24.35), el radio del círculo es

$$R = \sqrt{(5587{,}375)^2 + (4053{,}992)^2 - 37.351.007{,}416} = 3209{,}766$$

La Figura 24.20 muestra el archivo de datos y los resultados del ajuste por mínimos cuadrados de puntos a un círculo del software WOLFPACK, que está disponible en el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani. A partir de esta solución, las coordenadas del PC se pueden determinar calculando la longitud y el acimut de AO de la Figura 24.19 usando las Ecuaciones (11.4) y (11.5), y luego resolviendo el triángulo rectángulo AO1 para el ángulo a usando la función coseno. Para este ejemplo, los valores son

Por las Ecuaciones (11.4) y (11.5)

$$OA = \sqrt{(5354{,}86 - 5587{,}375)^2 + (7444{,}14 - 4053{,}992)^2} = 3398{,}11$$

$$Az_{OA} = \tan^{-1}\left(\frac{5354{,}86 - 5587{,}375}{7444{,}14 - 4053{,}992}\right) + 360° = 356°04'35''$$

A partir de la función coseno

$$\alpha = \cos^{-1}\left(\frac{3209{,}766}{3398{,}11}\right) = 19°09'56''$$

De la Figura 24.19, el acimut de la línea 01 es

$$Az_{O1} = 356°04'35'' + 19°09'56'' - 360° = 15°14'31''$$

Ahora se pueden determinar las coordenadas del PC utilizando las siguientes ecuaciones:

$$X_{PC} = X_O + R \operatorname{sen} Az_{O1} = 5587{,}375 + 843{,}838 = 6431{,}21$$
$$Y_{PC} = Y_O + R \cos Az_{O1} = 4053{,}992 + 3096{,}859 = 7150{,}85$$

De manera similar, se pueden calcular las coordenadas para el PT. A partir de los acimuts de las líneas 01 y 02, se puede determinar el ángulo de intersección usando la ecuación (11.11). Además, se puede determinar la cuerda larga usando la ecuación (11.4). A partir de estos parámetros, se pueden calcular las distancias tangente, externa y de ordenada media usando las ecuaciones (24.4), (24.8) y (24.9), respectivamente. Estos pasos se dejan como ejercicio para el estudiante.

■ 24.21 FUENTES DE ERROR EN EL TRAZADO DE CURVAS CIRCULARES

Algunas fuentes de error en el trazado de curvas son:

1. Errores en la configuración, nivelación y lectura del instrumento.

2. Estación total (o teodolito) desajustada.

3. Burbuja de ojo de buey desajustada en el poste del prisma utilizado para el replanteo con una estación total.

4. Errores de medición en el trazado de ángulos y distancias.

■ 24.22 ERRORES

Los errores típicos que ocurren al trazar una curva en el campo son:

1. No tomar el mismo número de mediciones directas e inversas del ángulo de deflexión en el PI antes de calcular o trazar la curva.

2. Usar cuerdas de 100,00 pies para trazar curvas de definición de arco con D mayor que 2°.

3. Cintar subcuerdas de longitud nominal para curvas de definición de cuerda con D mayor que 5° (una subcuerda nominal de 50 pies para una curva de 6° requiere una medición de 50,02 pies).

4. No verificar los puntos de la curva después de replantearlos usando la cuerda total o el método de coordenadas.

5. Un error en la mira trasera cuando replantea por el método de coordenadas.

6. No replantear el PT de forma independiente midiendo la distancia tangente hacia adelante desde el PI.

7. Orientación incorrecta del círculo horizontal del instrumento.

8. No establecer correctamente la información de configuración en un colector automático de datos.

9. Identificación errónea de una o varias estaciones.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas cuyas respuestas parciales se encuentran en el Apéndice G.

24.1 ¿Por qué una curva inversa es inapropiada para alineaciones de transporte?

24.2 Para las siguientes curvas circulares con radio R, ¿cuál es su grado de curvatura según (1) la definición de arco y (2) la definición de cuerda?

*(a) 500,00 pies

(b) 750,00 pies

(c) 2000,00 pies

Calcule L, T, E, M, LC, R y las estaciones de PC y PT para las curvas circulares de los problemas 24.3 a 24.6. Utilice la definición de cuerda para la curva ferroviaria y la definición de arco para las curvas de carretera.

24.3* Curva de ferrocarril con D_c = 4°00', I = 24°00' y PI = 36 + 45,00 pies.

24.4 Curva de carretera con D_a = 2°40', I = 14°20' y PI = 24 + 65,00 pies.

24.5 Curva de carretera con R = 500,000 m, I = 18°30' y PI = 6 + 517,500 m.

24.6 Curva de carretera con R = 750.000 m, I = 18°30' y PI = 12 + 324,800 m.

Tabule R o D, T, L, E, M, PC, PT, ángulos de deflexión y cuerdas incrementales para

trazar las curvas circulares en estaciones completas (100 pies o 30 m) en los problemas 24.7 a

24.14.

24.7 Curva de carretera con D_a = 3°46', I = 16°30' y estación PI = 29 + 64,20 pies.

24.8 Curva de ferrocarril con D_c = 2°30', l = 15°00' y estación PI = 58 + 65,42 pies.

24.9 Curva de carretera con R = 800 m, I = 12°00' y estación PI = 3 + 281,615 m.

24.10 Curva de carretera con R = 700 m, I = 14°30' y estación PI = 1 + 632,723 m.

24.11 Curva de carretera con R = 850 pies, I = 40°00' y estación PI = 85 + 40,00 pies.

24.12 Curva de carretera con L = 350 m, R = 400 m y estación PI = 4 + 332,690 m.

24.13 Curva de carretera con T = 265,00 pies, R = 1250 pies y estación PI = 87 + 33,55 pies.

24.14 Curva de ferrocarril con T = 155,00 pies, D_c = 2°35' y estación PI = 48 + 10,00 pies.

En los problemas 24.15 a 24.18, tabule los datos de la curva, los ángulos de deflexión y las cuerdas incrementales necesarias para trazar las siguientes curvas circulares con incrementos de estación completa, utilizando una estación total instalada en la PC.

24.15 La curva del problema 24.7

24.16 La curva del problema 24.8

24.17 La curva del problema 24.9

24.18 La curva del problema 24.10

24.19 Una vía férrea en el centro de una calle de 50 pies gira 55°24' hacia otra calle de igual ancho. La línea del bordillo de la esquina tiene R = 10 pies. ¿Cuál es el mayor radio R que se puede obtener para una curva circular en el eje de la vía si la ley exige que esté al menos a 10 pies del bordillo?

Tabule todos los datos necesarios para trazar las curvas circulares de los problemas 24.20 y 24.21 mediante ángulos de deflexión y cuerdas incrementales, en las estaciones indicadas.

24.20 El valor de R para una curva de carretera (definición de arco) se redondeará al múltiplo de 100 pies más cercano.

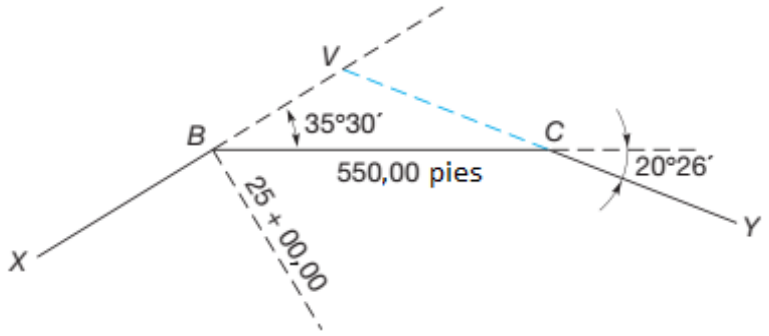
Las condiciones del terreno requieren que M sea aproximadamente 20 pies para evitar un terraplén.

PI = 94 + 18,70 y I = 23°00' con el punto de referencia en 100 pies.

24.21 Para una curva de carretera, R se redondeará al múltiplo de 10 m más cercano. Las mediciones de campo muestran que T debe ser aproximadamente 80 m para evitar un paso elevado. PI = 6 + 356,400 e I = 13°20' con estaqueo a 30 m.

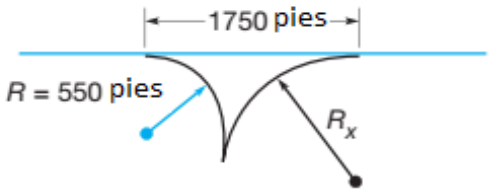
24.22 Un levantamiento topográfico de carretera PI cae en un estanque, por lo que se traza una línea de corte AB = 275,21 pies entre las tangentes. En el triángulo formado por los puntos A, B y PI, el ángulo en A = 16°28' y en B = 22°16' La estación de A es 54 + 92,30. Calcule y tabule las notas de la curva para trazar, por ángulos de deflexión y cuerdas incrementales, una curva circular de 4°30' (definición de arco) en incrementos de estación completa para conectar las tangentes.

24.23 En la figura, una sola curva circular de carretera (definición de arco) unirá las tangentes XV y VY y también será tangente a BC. Calcule R, L y las estaciones de PC y PT.



Problema 24.23

24.24* Calcula R_x para que cumpla con los requisitos de la figura y haga que las distancias tangentes de las dos curvas sean iguales.



Problema 24.24

24.25 Después de una lectura de referencia en el PC con 0°00' ajustado en el instrumento, ¿cuál es el ángulo de deflexión hacia los siguientes puntos de la curva circular? *(a) Configuración en el punto medio de la curva, deflexión hacia el PT. (b) Instrumento en el punto medio de la curva, deflexión hacia el punto 3/4. (c) Configuración en el punto 1/4 de la curva, deflexión hacia el punto 3/4.

24.26 Al realizar el levantamiento de una alineación de construcción, ¿por qué se debe medir el ángulo I por repetición?

24.27 Una curva de carretera (definición de arco) hacia la derecha, con R = 500 m e I = 18°30', se trazará mediante coordenadas con un instrumento de estación total configurado en el PI. La estación PI está en 3 + 855,200 m, y sus coordenadas son X = 75.428,863 m e Y = 36.007,434 m. El acimut (desde el norte) de la tangente posterior que se

dirige hacia el PI es de 48°17'12". Para orientar la estación total, se realizará una lectura inversa en un POT sobre la tangente posterior. Calcule las longitudes y los acimuts necesarios para replantear la curva en estaciones de 30 m.

24.28 En el problema 24.27, calcule las coordenadas XY en estaciones de 30 m.

24.29 Una pista de ejercicios debe constar de dos semicírculos y dos tangentes, y tener exactamente 1500 pies a lo largo de su eje central. Las dos tangentes miden 200,00 pies cada una. Calcule L, R y D_a para las curvas.

24.30 Realice los cálculos necesarios para trazar la curva del problema 24.8 mediante el método de desplazamiento de tangente. Aproximadamente la mitad de la curva se trazará desde el PC y la otra mitad desde el PT.

¿Qué distancia de visibilidad está disponible si hay una obstrucción en una línea radial que pasa por el PI dentro de las curvas de los Problemas 24.31 y 24.32?

24.31* Para el Problema 24.7, el obstáculo está a 10 pies de la curva.

24.32 Para el Problema 24.12, el obstáculo está a 10 m de la curva.

24.33 Si el error de cierre para la curva del Problema 24.7, calculado como se describe en la Sección 24.8, es de 0,12 pies, ¿cuál es la precisión del replanteo en campo?

24.34 Suponga que se utilizará una espiral de entrada de 150 pies con la curva del Problema 24.7. Calcule y tabule las notas de la curva para replantear la alineación desde el TS hasta el ST en estaciones completas utilizando una estación total y el método de ángulo de deflexión y cuerda total.

24.35 Igual que el problema 24.34, excepto que se utiliza una espiral de 300 pies para la curva del problema 24.8.

24.36 Igual que el problema 24.34, excepto que se utiliza la curva del problema 24.9, con una espiral de entrada de 50 m, una estación de 30 m y una estación total.

24.37 Calcule el área delimitada por los dos arcos y la tangente del problema 24.24.

24.38 En un levantamiento topográfico de obra terminada, las coordenadas XY en metros de tres puntos en el eje de una curva de carretera son: A: (295,338; 419,340); B: (312,183; 433,927); C: (326,969; 445,072). ¿Cuáles son el radio y las coordenadas del centro de la curva en metros?

24.39 En el problema 24.38, si las coordenadas (x, y) en metros de dos puntos en la línea central de las tangentes son (262,066; 384,915) y (378,361; 476,370), ¿cuáles son las coordenadas del PC, PT y los parámetros de la curva L, T e I?

24.40 Escriba un programa de cálculo para determinar las coordenadas de las estaciones en una curva circular para su replanteo con una estación total, a partir de los ángulos de deflexión y las cuerdas totales desde el punto de referencia en el PC.

24.41 Desarrolle un programa de cálculo para determinar las coordenadas de las estaciones en una curva circular.

BILIOGRAFÍA

American Association of State Highway and Transportation Officials. 2001. *Guidelines for Geometric Design of Very-Low Volume Local Roads (ADT ≤ 400)*. Washington, DC: AASHTO.

American Association of State Highway and Transportation Officials. 2004. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. Washington, DC: AASHTO.

Battjes, N., et al. 2007. "Railroad Surveys: History and Curve Computations." *Surveying and Land Information Science* 67 (No. 3): 137.

Blackford, R. 2006. "A Machine Control Primer for Surveyors." *Professional Surveyor* 26 (No. 1): 8.

■ 25.1 INTRODUCCIÓN

Se necesitan curvas para proporcionar transiciones suaves entre segmentos rectos (tangentes) de líneas de pendiente para carreteras y ferrocarriles. Debido a que estas curvas existen en planos verticales, se llaman curvas verticales. Un ejemplo se ilustra en la Figura 25.1, que muestra la vista de perfil de una sección propuesta de carretera que se construirá de A a B. Se ha diseñado una línea de pendiente que consta de tres secciones tangentes para ajustarse al perfil del terreno. Se necesitan dos curvas verticales: la curva a para unir las tangentes 1 y 2, y la curva b para conectar las tangentes 2 y 3. La función de cada curva es proporcionar un cambio gradual en la pendiente desde la tangente inicial (atrás) hasta la pendiente de la segunda tangente (adelante). Debido a que las parábolas proporcionan una tasa constante de cambio de pendiente, son ideales y casi siempre se aplican para alineaciones verticales utilizadas por el tráfico vehicular. Existen dos tipos básicos de curvas verticales, cresta y depresión. Estas se ilustran en la Figura 25.1. La curva a es de tipo cresta, que por definición experimenta un cambio negativo de pendiente; es decir, la curva gira hacia abajo. La curva b es de tipo depresión, en la que el cambio de pendiente es positivo y la curva gira hacia arriba. Hay varios factores que deben tenerse en cuenta al diseñar una línea de pendiente de tangentes y curvas en cualquier proyecto de carretera o ferrocarril. Estos incluyen

(1) proporcionar un buen ajuste con el perfil del terreno existente, minimizando así las profundidades de cortes y rellenos,

(2) equilibrar el volumen de material cortado con el relleno,

(3) mantener un drenaje adecuado,

(4) no exceder las pendientes máximas especificadas, y

(5) cumplir con elevaciones fijas como intersecciones con otras carreteras.

Además, las curvas deben diseñarse para

(a) ajustarse a las líneas de pendiente que conectan,

(b) tener longitudes suficientes para cumplir con las especificaciones que cubren una tasa máxima de cambio de pendiente (que afecta la comodidad de los ocupantes del vehículo), y

(c) proporcionar una distancia de visibilidad suficiente para la operación segura del vehículo (ver Sección 25.11).

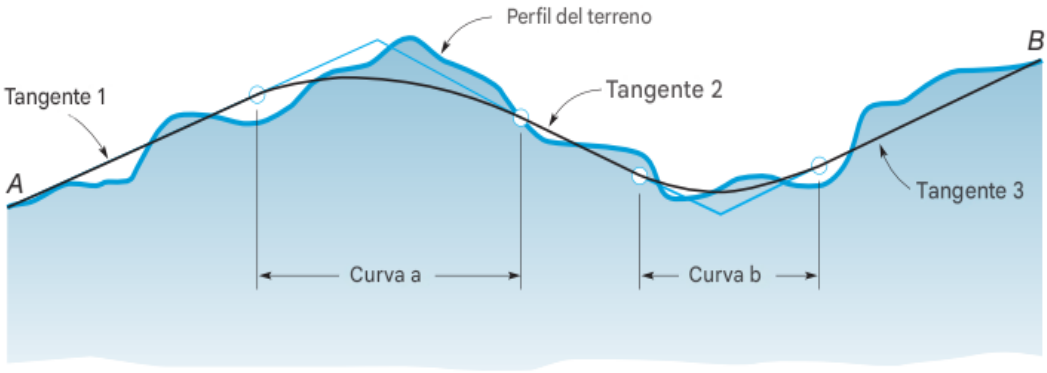


Figura 25.1
Línea de pendiente y perfil del terreno de una sección de carretera propuesta.

Las elevaciones en puntos seleccionados (por ejemplo, estaqueos completos o medios estaqueos en el sistema inglés, ó 20, 30 ó 40 m en el sistema métrico) a lo largo de curvas parabólicas verticales se calculan generalmente mediante el método de tangente-desplazamiento. Es sencillo, directo, se realiza fácilmente con calculadoras y ordenadores, y se autocomprueba. Una vez calculadas las elevaciones de los puntos de la curva, se marcan en el terreno para guiar las operaciones de construcción y así poder construir la ruta según lo previsto.

■ 25.2 ECUACIÓN GENERAL DE UNA CURVA PARABÓLICA VERTICAL

La expresión matemática general de una parábola, con respecto a un sistema de coordenadas rectangulares XY, viene dada por

$$Y_P = a + bX_P + cX_P^2 \qquad (25.1)$$

donde Y_P es la ordenada en cualquier punto ***p*** de la parábola situado a una distancia XP del origen de la curva, y **a, b** y **c** son constantes. La figura 25.2 muestra una parábola en un sistema de coordenadas rectangulares XY e ilustra el significado físico de los términos en la ecuación (25.1). Nótese en la figura que a es la ordenada al inicio de la curva donde X = 0, **b** es la pendiente de una tangente a la curva en X = 0, bX_P el cambio en la ordenada a lo largo de la tangente en la distancia X_P, y cX_P^2 la desviación de la parábola de la tangente (desplazamiento de la tangente) en la distancia X_P. Cuando los términos **a**, bX_P y cX_P^2 se combinan como en la ecuación (25.1) y se muestran en la figura 25.2, producen Y_P, la elevación en la curva en X_P. Para la curva de cresta de la figura 25.2, **b** tiene signo algebraico positivo y **c** es negativo.

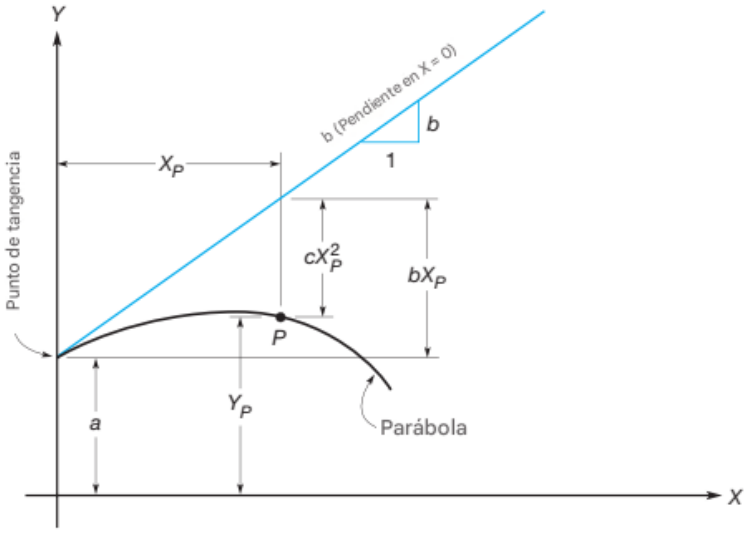


Figura 25.2
Términos de una parábola.

■ 25.3 ECUACIÓN DE UNA CURVA PARABÓLICA VERTICAL DE TANGENTES IGUAL

La figura 25.3 muestra una parábola que une dos tangentes que se intersecan en una línea de pendiente. La parábola es esencialmente idéntica a la de la figura 25.2, excepto que los términos utilizados son los comúnmente empleados por topógrafos e ingenieros. En la figura, BVC denota el comienzo de la curva vertical, a veces llamado VPC (punto vertical de curvatura); V es el vértice, a menudo llamado VPI (punto vertical de intersección); y EVC denota el final de la curva vertical, indistintamente llamado VPT (punto vertical de tangencia). El porcentaje de pendiente de la tangente posterior (segmento recto que precede a V) es g_1, el de la tangente anterior (segmento recto que sigue a V) es g_2. La longitud de la curva L es la distancia horizontal (en estaciones) desde el BVC hasta el EVC. La curva de la Figura 25.3 se denomina tangente igual porque las distancias horizontales desde el BVC hasta V y desde V hasta el EVC son iguales, siendo cada una L/2. La demostración de esto se presenta en la Sección 25.5. En el sistema de ejes XY de la Figura 25.3, los valores de X son distancias horizontales medidas desde el BVC, y los valores de Y son elevaciones medidas desde la vertical al datum de referencia. Al sustituir esta terminología topográfica en la ecuación (25.1), la parábola se puede expresar como

$$Y = Y_{BVC} + g_1X + cX^2 \qquad \textbf{(25.2)}$$

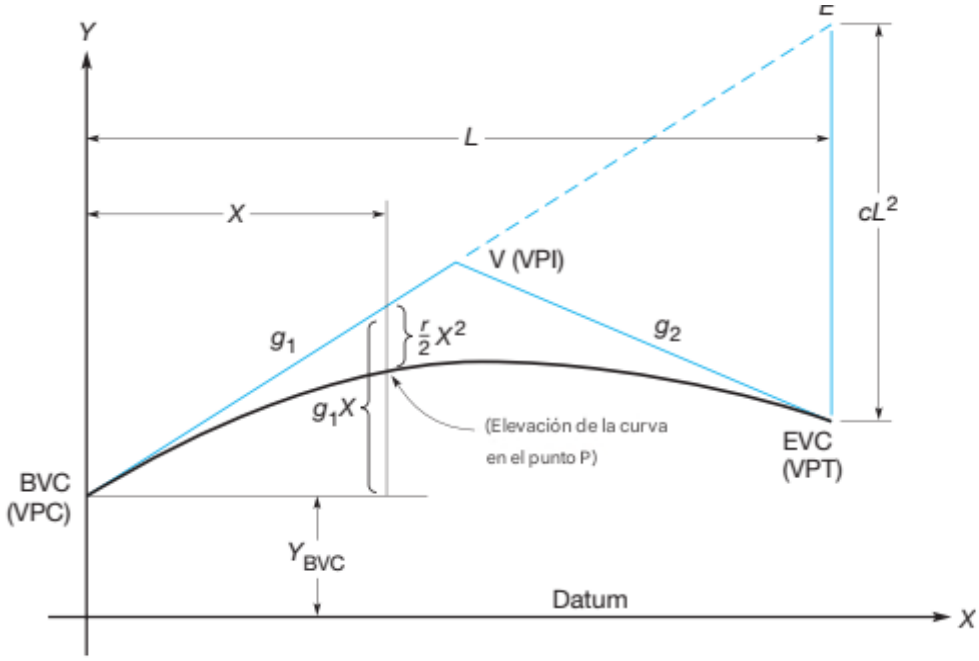


Figura 25.3
Relaciones de curvas parabólicas verticales

En la ecuación (25.2), si se utiliza el sistema inglés de unidades, Y está en pies, g_1 es el porcentaje de pendiente, y para la consistencia de las unidades, X debe estar en estaciones de 100 pies. Si se utiliza el sistema métrico, Y está en metros, g_1 está nuevamente en porcentaje de pendiente, y por lo tanto X debe estar en unidades de 100 m ó 1/10 de estación, donde las estaciones completas están separadas por 1 km. La correspondencia de los términos en la ecuación (25.2) con los de la ecuación (25.1) es a = YBVC (elevación de BVC) y $bX_P = g_1X$ (cambio en la elevación a lo largo de la tangente posterior con X creciente). Para expresar la constante **c** de la ecuación (25.2) en terminología topográfica, considere el desplazamiento de la tangente desde E' en la tangente posterior extendida hasta EVC (línea discontinua en la figura 25.3). Su valor (que es negativo para la curva de cresta mostrada) es cL^2, donde L (distancia horizontal desde BVC hasta E') se sustituye por X. A partir de la figura, cL^2 se puede expresar en términos de longitudes horizontales (en estaciones) y pendientes porcentuales de la siguiente manera:

$$cL^2 = g_1\left(\frac{L}{2}\right) + g_2\left(\frac{L}{2}\right) - g_1L \qquad \textbf{(a)}$$

Al resolver la ecuación (a) para la constante **c** se obtiene

$$c = \frac{g_2 - g_1}{2L} \qquad \text{(b)}$$

Sustituyendo la ecuación (b) en la ecuación (25.2) se obtiene la siguiente ecuación para una curva vertical de tangente igual en la terminología topográfica:

$$Y = Y_{BVC} + g_1 X + \left(\frac{g_2 - g_1}{2L}\right) X^2 \qquad \text{(25.3)}$$

La tasa de cambio de pendiente, **r**, para una curva parabólica de tangente igual es igual al cambio total de pendiente desde BVC hasta EVC dividido por la longitud L (en estaciones para el sistema inglés, ó 1/10 de estaciones para unidades métricas), sobre la cual ocurre el cambio, o

$$r = \frac{g_2 - g_1}{L} \qquad \text{(25.4)}$$

Como se mencionó anteriormente, el valor **r** (que es negativo para una curva de cresta y positivo para una curva de tipo hundimiento) es un parámetro de diseño importante porque controla la tasa de curvatura y, por lo tanto, la comodidad del conductor. Para incorporarlo en la ecuación para curvas parabólicas, la ecuación (25.4) se sustituye en la ecuación (25.3).

$$Y = Y_{BVC} + g_1 X + \left(\frac{r}{2}\right) X^2 \qquad \text{(25.5)}$$

La figura 25.3 ilustra cómo los términos de la ecuación (25.5) se combinan para dar la elevación de la curva en el punto P. Debido a que el último término de la ecuación es el desplazamiento de la curva con respecto a la tangente posterior, esta fórmula se conoce comúnmente como la ecuación de desplazamiento de la tangente.

■ 25.4 PUNTO ALTO O BAJO EN UNA CURVA VERTICAL

Para investigar las condiciones de drenaje, el espacio libre debajo de las estructuras elevadas, la cobertura sobre las tuberías o la distancia de visibilidad, puede ser necesario determinar la elevación y la ubicación del punto más bajo (o más alto) en una curva vertical. En el punto más bajo o más alto, una tangente a la curva será horizontal y su pendiente igual a cero. Con base en este hecho, al derivar la ecuación (25.3) e igualarla a cero, se obtiene fácilmente la siguiente fórmula:

$$X = \frac{g_1 L}{g_1 - g_2} \qquad \text{(25.6)}$$

donde X es la distancia desde el BVC hasta el punto más alto o más bajo de la curva (en estaciones en el sistema inglés de unidades y en 1/10 de estación en el sistema métrico), g_1 es la pendiente tangente a través del BVC, g_2 es la pendiente tangente a través del EVC y L es la longitud de la curva (en estaciones o 1/10 de estación). Si se sustituye g_2 por g_1 en el numerador de la ecuación (25.6), la distancia X se mide hacia atrás desde el EVC. Al sustituir la ecuación (25.4) en la ecuación (25.6), se obtiene la siguiente fórmula alternativa para localizar el punto más alto o más bajo.

$$X = \frac{-g_1}{r} \qquad \text{(25.7)}$$

■ 25.5 CÁLCULOS DE CURVAS VERTICALES MEDIANTE LA ECUACIÓN DE DESPLAZAMIENTO DE TANGENTES

En el diseño de líneas de pendiente, normalmente se seleccionan primero las ubicaciones y pendientes individuales de las tangentes. Esto produce una serie de puntos de intersección V, cada uno definido por su estación y elevación. Luego se elige una curva para unir cada par de tangentes que se intersecan. El parámetro seleccionado en el diseño de curvas verticales es la longitud L. Una vez elegido, la estación de la BVC se obtiene restando L/2 de la estación del vértice. Sumando L a la estación de la BVC se determina la estación de la EVC. El replanteo de los puntos de la curva que se calculan y marcan es aquel que es divisible exactamente por el incremento de replanteo seleccionado. Por lo tanto, si una estación completa es el incremento de estaqueo seleccionado para una curva en el sistema inglés de unidades, cada estaqueo completo, es decir, 10 + 00, 11 + 00, 12 + 00, etc., se estaquearía, pero 10 + 50, 11 + 50, etc., no se estaquearía. Por ejemplo, si el incremento del estaqueo es de media estación en el sistema inglés, entonces se estaquearían 15 + 00, 15 + 50, 16 + 00, 16 + 50, etc., y no 15 + 25, 15 + 75, 16 + 25, 16 + 75, etc. En el sistema métrico, si 40 miden el incremento de estaqueamiento, entonces se estaquearían 2 + 400, 2 + 440, 2 + 480, 2 + 520, etc., pero no 2 + 420, 2 + 460, 2 + 500, etc. Los cálculos para curvas parabólicas verticales normalmente se hacen en forma tabular.

25.5.1 Ejemplos de cálculos utilizando el sistema inglés de unidades

A continuación se muestran ejemplos de cálculos para una curva vertical de tangentes iguales en el sistema inglés de unidades. La curva es de tipo cresta. |

■ Ejemplo 25.1

Una pendiente g_1 de +3,00% interseca una pendiente g_2 de -2,40% en un vértice cuya estación y elevación son 46 + 70 y 853,48 pies, respectivamente. Se ha seleccionado una curva parabólica de tangentes iguales de 600 pies de longitud para unir las dos tangentes. Calcule y tabule la curva para el replanteo en estaciones completas. (La figura 25.4 muestra la curva).

Solución

mediante la ecuación (25.4)

$$r = \frac{-2{,}40 - 3{,}00}{6} = -0{,}90\% \text{ estación}$$

Estaqueo

$$\begin{aligned} V &= 46 + 70 \\ -L/2 &= \underline{\ 3 + 00} \\ BVC &= 43 + 70 \\ +L &= \underline{\ 6 + 00} \\ EVC &= 49 + 70 \end{aligned}$$

$$\text{Elev}_{\text{BVC}} = 853{,}48 - 3{,}00(3) = 844{,}48 \text{ pies}$$

Los cálculos restantes utilizan la ecuación (25.5) y se enumeran en la tabla 25.1. Se obtiene una verificación de las elevaciones de las curvas calculando las primeras y segundas diferencias entre las elevaciones de las estaciones completas, como se muestra en las columnas de la derecha de la tabla. A menos que haya errores de redondeo, todas las segundas diferencias (tasa de cambio) deben ser iguales. Para curvas en el sistema inglés de unidades en incrementos de estación completa, las segundas diferencias deben ser iguales a ***r***; para incrementos de media estación

deben ser ***r/4***. A veces es deseable calcular la elevación del punto central de la curva. Esto se puede hacer usando **X = L/2** en la ecuación (25.5). Para el ejemplo 25.1, es

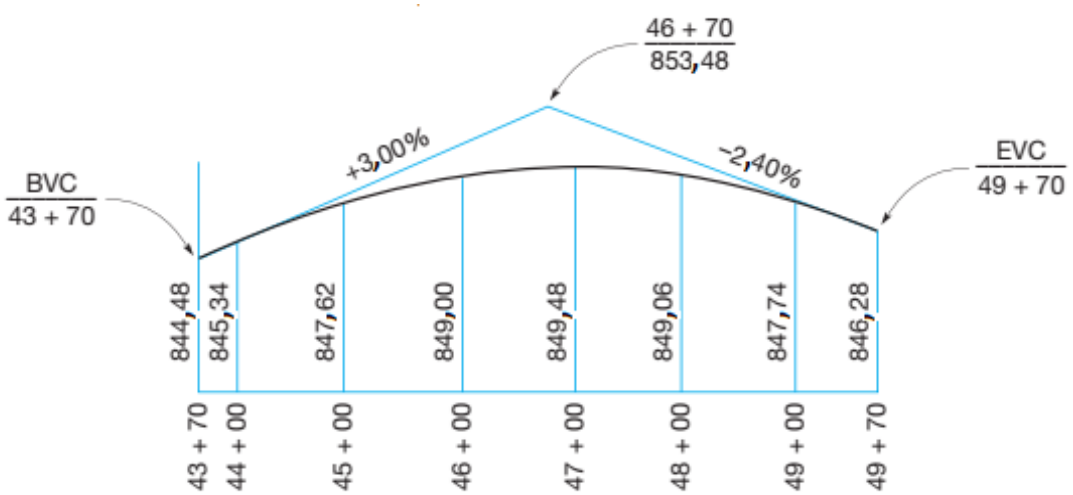


Figura 25.4
Curva de cresta del Ejemplo 25.1.

$$Y_{\text{central}} = 844{,}48 + 3{,}00(3) - \left(\frac{0{,}90}{2}\right)(3)^2 + 849{,}43 \text{ pies}$$

Esto se puede comprobar empleando la propiedad de una curva parabólica, que es que el centro de la curva cae a medio camino entre el vértice y el punto medio de la cuerda larga (línea desde BVC hasta EVC). La elevación del punto medio de la cuerda larga (LC) es simplemente el promedio de las elevaciones de BVC y EVC. Para el Ejemplo 25.1, es

$$Y_{\text{punto medio } LC} = \frac{844.48 + 846.28}{2} = 845.38 \text{ pies}$$

Por la propiedad antes mencionada, la elevación del centro de la curva para el Ejemplo 25.1 es el promedio de la elevación del vértice y la del punto medio de la cuerda larga, o

$$Y_{\text{central}} = \frac{845{,}38 + 853{,}48}{2} = 849{,}43 \text{ pies} \checkmark$$

25.5.2 Ejemplos de cálculos con el sistema métrico

El siguiente ejemplo ilustra los cálculos para una curva vertical de tangente igual cuando se utilizan unidades métricas. La curva es de tipo cóncava.

■ Ejemplo 25.2

Una pendiente g_1 de -3,629% interseca una pendiente g_2 de 0,151% en un vértice cuya estación y elevación son 5 + 265,000 y 350,520 m, respectivamente. Se utilizará una curva parabólica de tangentes iguales de 240 m de longitud para unir las tangentes. Calcule y tabule la curva para el replanteo en incrementos de 40 m.

Solución

mediante la ecuación (25.4)

$$r = \frac{0{,}151 + 3{,}629}{2{,}4} = 1{,}575$$

[Nótese que L utilizada en la ecuación (25.4) está en unidades de m/100, o 1/10 estaqueos.]

Estaqueos

$$\begin{aligned} VPI \text{ Station} &= 5 + 265 \\ -L/2 &= \quad 120 \\ BVC \text{ Station} &= 5 + 145 \\ +L &= \quad 240 \\ EVC \text{ Station} &= 5 + 385 \end{aligned}$$

$$\text{Elev}_{BVC} = 350{,}520 + 3{,}629(120/100) = 354{,}875$$

Los cálculos restantes emplean la ecuación (25.5) y se enumeran en la tabla 25.2.

TABLA 25.2 NOTAS PARA LA CURVA DEL EJEMPLO 25.2

Estación	$X\left(\frac{m}{100}\right)$	g_1X	$\frac{rX^2}{2}$	Elevación de la curva (m)	Primera diferencia	Segunda diferencia
5 + 385.000 (EVC)	2,400	−8,710	4,536	350,701		
5 + 360.000	2,150	−7,802	3,640	350,713	−0,223	0,252
5 + 320.000	1,750	−6,351	2,412	350,936	−0,475	0,252
5 + 280.000	1,350	−4,899	1.435	351,411	−0,727	0,252
5 + 240.000	0,950	−3,448	0,711	352,138	−0,979	0,252
5 + 200.000	0,550	-1,996	0,238	353,117	−1,232	
5 + 160.000	0,150	−0,544	0,018	354,348		
5 + 145.000 (BVC)	0,000	−0,000	0,000	354,875		

Comprobación $\text{EVC} = \text{ELEV}_V - g_2\left(\frac{L}{2}\right) = 350{,}520 + (0{,}151 \times 120/100) = 350{,}701$

Nótese que las segundas diferencias son todas iguales, lo que verifica los cálculos. [El valor de 0,252 es r/6,25, donde 6,25 es (100 m/40 m)².]

■ Ejemplo 25.3

Calcule la estación y la elevación del punto más alto de la curva del Ejemplo 25.1.

Solución

Por la Ecuación (25.7), $X = -3{,}00/-0.90 = 3{,}3333$ stations

Entonces la estación del punto más alto es

$$\text{Estación}_{\text{altura}} = (43 + 70) + (3 + 33{,}33) = 47 + 03{,}33$$

Por la Ecuación (25.3), la elevación en este punto es

$$844{,}48 + 3{,}00(3{,}333) + \frac{-2{,}40 - 3{,}00}{2(6)}(3{,}3333)^2 = 849{,}48$$

Tenga en cuenta que al usar la ecuación (25.7) y todas las demás ecuaciones de este capítulo, se deben aplicar los signos algebraicos correctos a las pendientes g_1 y g_2. Al aplicar las mismas ecuaciones y procedimientos, la estación y la elevación del punto más bajo de la curva del Ejemplo 25.2 son 5 + 375,413 y 350,694 m, respectivamente. Los cálculos se dejan como ejercicio.

■ 25.6 PROPIEDAD DE LA TANGENTE IGUAL DE UNA PARÁBOLA

La curva definida por las ecuaciones (25.3) y (25.5) se ha llamado una curva parabólica de tangente igual, lo que significa que el vértice se encuentra a una distancia X = L/2 del BVC. La prueba de esta propiedad se realiza fácilmente con referencia a la Figura 25.5, que ilustra una curva cóncava. En la figura, suponga que la distancia horizontal desde BVC hasta V es un valor desconocido X; Por lo tanto, la distancia restante de V a EVC es L - X. Se pueden escribir dos expresiones para la elevación de EVC. La primera, utilizando la ecuación (25.3) con X = L, produce:

$$Y_{EVC} = Y_{BVC} + g_1 L + \left(\frac{g_2 - g_1}{2L}\right) L^2 \qquad \textbf{(c)}$$

El segundo, utilizando los cambios de elevación que ocurren a lo largo de las tangentes, da como resultado:

$$Y_{EVC} = Y_{BVC} + g_1 X + g_2 (L - X) \qquad \textbf{(d)}$$

Igualando las ecuaciones (c) y (d) y resolviendo, $X = L/2$. Por lo tanto, las distancias de BVC a V y de V a EVC son iguales; de ahí el término curva parabólica de tangente igual.

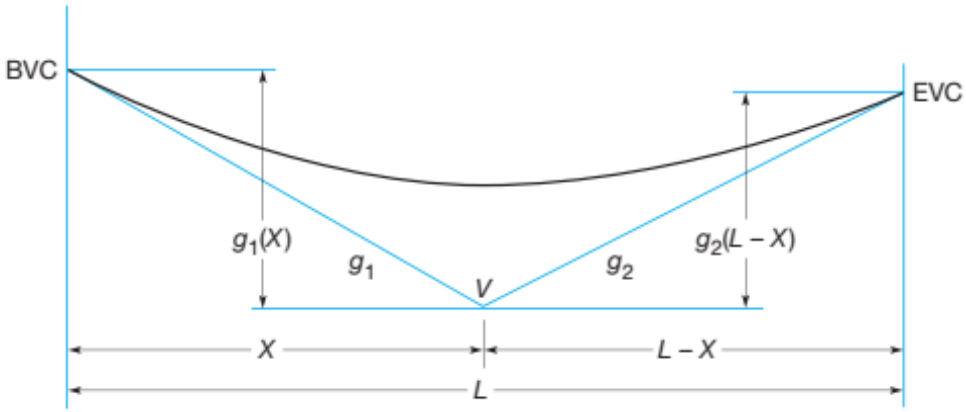


Figura 25.5
Demostración de la propiedad de tangente igual de una parábola.

■ 25.7 CÁLCULOS DE CURVAS POR PROPORCIÓN

La siguiente propiedad básica de una parábola puede utilizarse para simplificar los cálculos de curvas verticales: los desplazamientos desde una tangente a una parábola son proporcionales a los cuadrados de las distancias desde el punto de tangencia. Calcular el desplazamiento E en el punto medio de la curva y, a continuación, calcular los desplazamientos a cualquier otra distancia X desde el BVC por proporción según la siguiente fórmula permite aprovechar esta propiedad.

$$\text{desplazamiento}_X = E\left(\frac{X}{L/2}\right)^2 \qquad \textbf{(25.8)}$$

El valor de E en la ecuación (25.8) es simplemente la diferencia de elevación desde el punto medio de la curva hasta el VPI. El cálculo de la elevación del punto medio de la curva se trató en la Sección 25.4, y para el Ejemplo 25.1 fue de

849,43 pies. Para ilustrar el uso de la ecuación (25.8), se calculará el desplazamiento desde la tangente a la curva para la estación 47 + 00, donde X = 3,3 estaqueos.

$$\text{desplazamiento}_{47+00} = (849{,}43 - 853{,}48)\left(\frac{3{,}3}{3}\right)^2 = -4{,}90 \text{ pies}$$

En el cálculo anterior, 3,3 en el numerador es X en estaqueos, y 3 en el denominador es L/2 también en estaciones. El valor -4,90 verifica el desplazamiento de la tangente que aparece en la Tabla 25.1 para la estación 47 + 00. Este procedimiento simplificado es conveniente para calcular curvas verticales en el campo con una calculadora de mano.

■ 25.8 REPOSADO DE UNA CURVA PARABÓLICA VERTICAL

Antes de iniciar la construcción de un proyecto de ruta, la línea central planificada, o una desviada, normalmente se repostará en estaciones completas o medias, así como en otros puntos críticos de alineación horizontal, como PC y PT. Luego, como se describe en la Sección 23.7, se colocarán estacas de pendiente perpendiculares a la línea central en o cerca de las intersecciones de la pendiente para guiar la nivelación aproximada. La excavación y la construcción del terraplén proceden y continúan hasta que la pendiente esté cerca de la elevación del plano. Luego, las estaciones de la línea central se repostan nuevamente, esta vez usando estacas afiladas de 2 pulgadas. Se trata de clavijas cuadradas de madera, generalmente de unos 25 cm de largo. Se las conoce como "tapas azules" porque, al clavarse hasta alcanzar la cota de nivelación, se tiñen de azul. Los contratistas las solicitan cuando las zonas excavadas aún presentan una ligera elevación y los terraplenes están algo bajos. Una vez colocadas las clavijas azules para marcar la cota precisa, se completa la nivelación final.

Para colocar las cimas azules a nivel, se realiza un circuito de niveles diferenciales desde un punto de referencia cercano para establecer el HI de un instrumento de nivelación en el área del proyecto. La diferencia entre el HI y la pendiente de cualquier estación es la lectura de la mira requerida en esa estaca. Supongamos, por ejemplo, que existe un HI de 856,20 pies y que se va a colocar la estación 45 + 00 del Ejemplo 25.1. La lectura de la mira requerida es 856,20 – 847,62 = 8,58 pies. Con la estaca inicialmente clavada firmemente en el suelo, y la mira sostenida en su parte superior, supongamos que se obtiene una lectura de 8,25. La estaca debe entonces clavarse 8,58 – 8,25 = 0,33 pies más y el anotador lo indica. Después de clavar la estaca, una distancia estimada en algo menos de 0,33 pies, se verifica la lectura de la mira. Esto se repite hasta alcanzar la lectura requerida de 8,58, momento en el que la estaca se colorea de azul con pintura en aerosol o para quillas. Este proceso continúa hasta que todas las estacas estén colocadas. La lectura de la varilla requerida en la estación 46 + 00, para un HI de 856,20, es de 7,20 pies. Si se encuentra una roca y la estaca no se puede clavar hasta el nivel, se puede marcar y anotar en la estaca un desplazamiento vertical de, digamos, 1,00 pie por encima del nivel. Cuando el nivel está demasiado lejos de la estación que se está configurando, se establece un punto de giro y el instrumento se acerca para establecer un nuevo HI. Siempre que sea posible, se deben realizar comprobaciones del circuito del nivel cerrándolo en marcas de referencia cercanas a medida que avanza el trabajo de nivelación en el proyecto. Además, al terminar el día o cuando el trabajo está terminado, el circuito del nivel siempre debe cerrarse para verificar que no se hayan cometido errores.

■ 25.9 CONTROL DE MAQUINARIA EN OPERACIONES DE NIVELACIÓN

Como se indica en la Sección 23.11, los métodos GNSS proporcionan una precisión vertical suficiente para operaciones de nivelación preliminar. Sin embargo, no es suficiente para proporcionar pendientes finales en la mayoría de los proyectos. Por lo tanto, un proyecto de control de maquinaria GNSS debe complementarse con niveles láser para proporcionar precisiones verticales inferiores a 3 mm. El nivel láser requiere un sensor en el vehículo de construcción y un láser giratorio (véase la Figura 23.3). El nivel debe colocarse sobre un punto calibrado conocido con una precisión horizontal de 1 pie. El láser cubre un radio de aproximadamente 1500 pies. Debe mantenerse una línea de visión continua entre el nivel láser giratorio y el sensor en el vehículo de construcción. Un fabricante ha incluido un nivel láser combinado con su unidad GNSS para proporcionar lo que denominan “mm-GPS”.* Como se indica en la Sección 23.11, una estación total robótica con prisma multifacético de 360° también puede utilizarse para establecer el posicionamiento horizontal y vertical. Este sistema tiene un alcance limitado a aproximadamente 1000 pies desde la estación total hasta el vehículo de construcción. Sin embargo, puede proporcionar precisiones horizontales y verticales suficientes para la mayoría de las aplicaciones de construcción.

■ 25.10 CÁLCULOS PARA UNA CURVA VERTICAL DE TANGENTES DESIGUAL

Una curva vertical de tangentes desiguales es simplemente un par de curvas de tangentes iguales, donde el EVC de la primera curva es el BVC de la segunda. Este punto se llama CVC, punto de curvatura vertical compuesta. En la Figura 25.6, una pendiente de -2,00% interseca una pendiente de +1,60% en la estación 87 + 00 y elevación 743,24 pies. Una curva vertical que se extenderá una longitud $L_1 = 400$ pies hacia atrás desde el vértice, y una curva de longitud $L_2 = 600$ pies se extenderá hacia adelante para ajustarse con precisión a las condiciones del terreno. Para realizar los cálculos de este tipo de curva, conecte los puntos medios de las tangentes de las dos curvas, estaciones 85 + 00 y 90 + 00, para obtener la línea AB. El punto A es el vértice de la primera curva y se encuentra a una distancia de $L_1/2$ hacia atrás desde V. El punto B es el vértice de la segunda curva, que se encuentra a $L_2/2$ hacia adelante desde V. Calcule las elevaciones de A y B y, con ellas, calcule la pendiente de AB dividiendo la diferencia de elevación entre B y A por la distancia en estaciones que separa estos dos puntos. A partir de la pendiente AB, determine la elevación de CVC. Ahora calcule dos curvas verticales de tangente igual, una desde BVC hasta CVC y otra desde CVC hasta EVC, mediante los métodos de la Sección 25.4. Dado que ambas curvas son tangentes a la misma línea AB en el punto CVC, serán tangentes entre sí y formarán una curva suave.

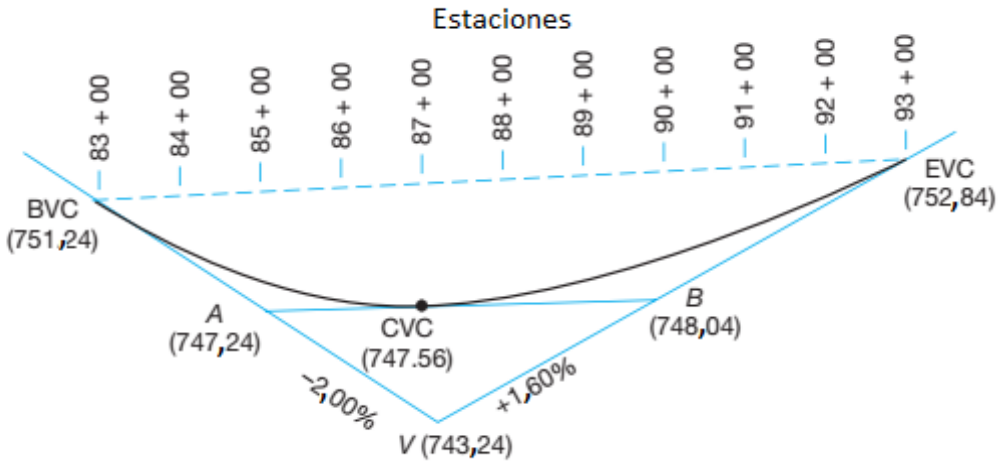


Figura 25.6
Curva vertical de tangentes desiguales.

■ Ejemplo 25.4

Para la configuración de la Figura 25.6, calcule y tabule las notas necesarias para marcar la curva vertical de tangentes desiguales en estaciones completas.

Solución

1. Calcular las elevaciones de BVC, EVC, A, B y CVC, y la pendiente AB.

$$\text{Elev}_{BVC} = 743{,}24 + 4(2{,}00) = 751{,}24 \text{ pies}$$
$$\text{Elev}_{A} = 743{,}24 + 2(2{,}00) = 747{,}24 \text{ pies}$$
$$\text{Elev}_{EVC} = 743{,}24 + 6(1{,}60) = 752{,}84 \text{ pies}$$
$$\text{Elev}_{B} = 743{,}24 + 3(1{,}60) = 748{,}04 \text{ pies}$$
$$\text{Pendiente}_{AB} = \left(\frac{748{,}04 - 747{,}24}{5}\right) = +0{,}16\%$$
$$\text{Elev}_{CVC} = 747{,}24 + 2(0{,}16) = 747{,}56 \text{ pies}$$

Estas elevaciones se muestran en la Figura 25.6.

TABLA 25.3 NOTAS PARA LA CURVA DEL EJEMPLO 25.3

Estación	X (estación)	g_1X	$rX^2/2$	Elevación de la curva	Primera diferencia	Segunda diferencia
93 + 00 (EVC)	6	0,96	4,32	752,84 ✓	1,48	
92 + 00	5	0,80	3,00	751,36	1,24	0,24
91 + 00	4	0,64	1,92	750,12	1,00	0,24
90 + 00	3	0,48	1,08	749,12	0,76	0,24
89 + 00	2	0,32	0,48	748,36	0,52	0,24
88 + 00	1	0,16	0,12	747,84	0,28	0,24
87 + 00 (CVC)	4	−8,00	4,32	747,56 ✓	−0,11	
86 + 00	3	−6,00	2,43	747,67	−0,65	0,54
85 + 00	2	−4,00	1,08	748,32	−1,19	0,54
84 + 00	1	−2,00	0,27	749,51	−1,73	0,54
83 + 00 (BVC)	0	0,00	0,00	751,24		

2. Al calcular la primera curva, la calificación de AB será g_2 en las fórmulas, y para la segunda curva será Las tasas de cambio de calificación para las dos curvas son, por la ecuación (25.4)

$$r_1 = \frac{0{,}16 - (-2{,}00)}{4} = +0{,}54\%/\text{estación}$$

$$r_2 = \frac{1{,}60 - 0{,}16}{6} = +0{,}24\%/\text{estación}$$

3. La ecuación (25.5) se resuelve ahora en forma tabular y los resultados se muestran en la Tabla 25.3.

Los cálculos de curvas verticales son bastante sencillos y apenas representan un desafío para un ordenador moderno. Sin embargo, cuando las curvas verticales se combinan con curvas horizontales, espirales y peraltes en diseños de carreteras complejos, la programación ahorra tiempo. La Figura 25.7 muestra un cuadro de entrada de datos completado para calcular la primera curva vertical del Ejemplo 25.3 utilizando el software WOLFPACK que acompaña a este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani. El software emplea las ecuaciones analizadas en este capítulo para calcular las notas de replanteo de una curva vertical. Los resultados calculados se guardan en un archivo en formato de tabla, como las que se muestran en las Tablas 25.1, 25.2 y 25.3, para que puedan imprimirse y llevarse al campo para fines de replanteo.

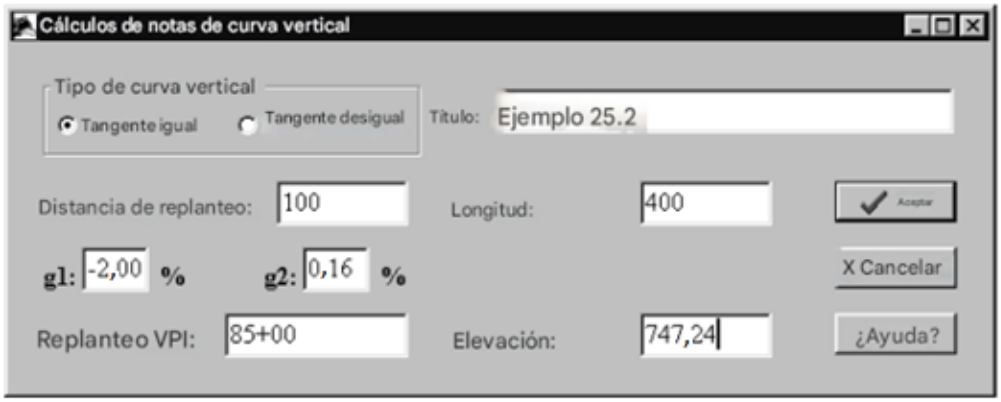


Figura 25.7

Pantalla de entrada en Wolfpack para el cálculo de las primeras notas de replanteo de curva vertical en el ejemplo 25.3

■ 25.1 1 DISEÑO DE UNA CURVA QUE PASE POR UN PUNTO FIJO

El problema de diseñar una curva parabólica que pase por un punto de estación y elevación fijas se encuentra frecuentemente en la práctica. Por ejemplo, ocurre cuando una nueva línea de pendiente debe encontrarse con cruces ferroviarios o de carreteras existentes o cuando se debe mantener una distancia vertical mínima entre la línea de pendiente y las instalaciones subterráneas o estructuras de drenaje. Dada la estación y elevación del VPI, y las pendientes g_1 y g_2 de las tangentes de avance y retroceso, respectivamente, el problema consiste en calcular la longitud de la curva requerida para cumplir la condición fija. Se resuelve sustituyendo cantidades conocidas en la ecuación (25.3) y reduciendo la ecuación a su forma cuadrática que contiene solo L como incógnita. Dos valores satisfarán la ecuación cuadrática, pero el correcto será obvio.

■ Ejemplo 25.5

En la Figura 25.8, las pendientes g_1 = -4,00% y g_2 = +3,80% se encuentran en la estación VPI 52 + 00 y elevación 1261,50. Diseñe una curva parabólica para encontrarse con un cruce ferroviario, que existe en la estación 53 + 50 y elevación 1271,20.

Solución

Al consultar la Figura 25.8 y sustituir las cantidades conocidas en la Ecuación (25.3), se obtiene la siguiente ecuación:

$$1271{,}20 = \left[1261{,}50 + 4{,}00\left(\frac{L}{2}\right)\right] + \left[-4{,}00\left(\frac{L}{2} + 1{,}5\right)\right] + \left[\frac{3{,}80 + 4{,}00}{2L}\left(\frac{L}{2} + 1{,}5\right)^2\right]$$

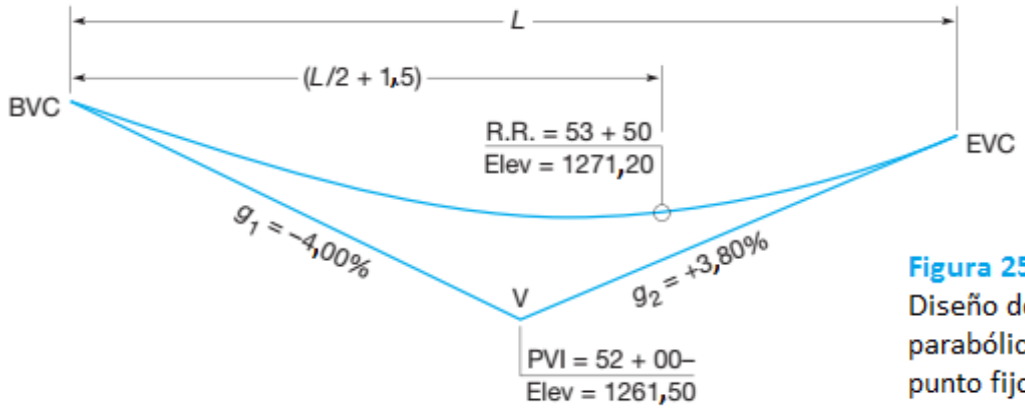


Figura 25.8
Diseño de una curva parabólica que pase por un punto fijo.

En esta expresión, el valor de X para el cruce ferroviario es L/2 + 1,5 y los términos dentro de paréntesis sucesivos son Y_{BVC}, g_1X y $(r/2)X^2$, respectivamente. Reduciendo la ecuación a forma cuadrática se obtiene

$$0{,}975L^2 - 9{,}85L + 8{,}775 = 0$$

Al resolver la ecuación (11.3) para L, se obtiene 9,1152 estaciones. Para verificar la solución, se utilizan L = 9,1152 estaciones y X = [9,1152/2) + 1,5] estaciones en la ecuación (25.3) para calcular la elevación en la estación 53 + 50. Un valor de 1271,20 verifica los cálculos.

■ ■ 25.12 DISTANCIA DE VISIÓN

La alineación vertical de las carreteras debe proporcionar una visibilidad suficiente para una operación vehicular segura. Se consideran dos tipos de visibilidad:

(1) visibilidad de frenado (la distancia requerida, para una velocidad de diseño determinada,[1] para detener un vehículo de forma segura y evitar así una colisión con un objeto estacionario inesperado en la calzada) y

(2) visibilidad de adelantamiento (la distancia requerida, para una velocidad de diseño determinada, en carreteras de dos carriles y doble sentido para adelantar de forma segura a un vehículo que circula más despacio, rebasarlo y regresar al carril de circulación adecuado, dejando suficiente espacio libre para un vehículo que se aproxima por el carril contrario).

En ambos casos, a medida que aumenta la velocidad, también aumenta la visibilidad requerida. Todas las carreteras deben proporcionar una visibilidad de frenado segura en toda su extensión a su velocidad de diseño determinada, y si esto no se puede lograr en ciertas secciones, se deben colocar señales para reducir la velocidad de circulación a niveles compatibles con la visibilidad disponible. La visibilidad de adelantamiento debe proporcionarse a intervalos frecuentes a lo largo de cualquier tramo de carretera para permitir que los vehículos que se mueven más rápido adelanten a los que se mueven más lento.

1 La velocidad de diseño se define como la velocidad máxima segura que se puede mantener en un tramo específico de carretera cuando las condiciones son tan favorables que las características de diseño de la carretera son determinantes. Una vez seleccionada, todas las características pertinentes de la carretera, especialmente las relacionadas con la seguridad, deben estar vinculadas a dicha velocidad.

TABLA 25.4 DISTANCIAS MÍNIMAS DE VISIBILIDAD PARA DIFERENTES VELOCIDADES DE DISEÑO EN TRAMOS PLANOS

Velocidad de diseño (mph)	Distancia de visibilidad de frenado (pies)	Distancia de visibilidad de adelantamiento (pies)
30	200	1090
40	305	1470
50	425	1835
60	570	2135
70	730	2480

En tramos de carretera que no ofrecen suficiente visibilidad para adelantar, se utilizan marcas y señales de línea central adecuadas para informar a los conductores de esta condición. La Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte (AASHTO) ha recomendado distancias mínimas de visibilidad tanto para detenerse como para adelantar para diversas velocidades de diseño. La Tabla 25.4 enumera estos valores para algunas velocidades de diseño de uso común. Las distancias de visibilidad deben considerarse cuidadosamente en el diseño de alineaciones verticales de proyectos de carreteras. Dadas las pendientes de dos secciones tangentes que se cruzan, la longitud de la curva vertical utilizada para proporcionar una transición de una a la otra fija la distancia de visibilidad. Una curva más larga proporciona una mayor distancia de visibilidad. La fórmula para la longitud de curva L necesaria para proporcionar una distancia de visibilidad S en una curva vertical de cresta, donde S es menor que L es

$$L = \frac{S^2(g_1 - g_2)}{2(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2} \qquad (25.9)$$

En la ecuación (25.9), las unidades de S y L son estaciones si se utiliza el sistema inglés, y una décima de estación en el sistema métrico. Además, las unidades de h_1 (la altura del ojo del conductor) y h_2 (la altura de un objeto avistado en la carretera por delante) están en pies para el sistema inglés y en metros para el sistema métrico. Para el diseño, AASHTO recomienda 3,5 pies (1080 mm) para h_1. Los valores recomendados para h_2 son 2,0 pies (600 mm) para detenerse y 4,25 pies (1300 m) para adelantar. El valor más bajo para h_2 representa el tamaño de un objeto que dañaría un vehículo y el valor más alto representa la altura de un automóvil que se aproxima. Entonces, para una curva de cresta con pendientes de g_1 = +1,40% y g_2 = -1,00%, según la ecuación (25.9), la longitud de curva necesaria para proporcionar una distancia de visibilidad de frenado de 570 pies es

$$L = \frac{(5{,}70)^2(1{,}40 + 1{,}00)}{2(\sqrt{3{,}50} + \sqrt{2{,}00})^2} = 3{,}61 \text{ estaciones}$$

Dado que S es mayor que L, y por lo tanto no concuerda con la suposición utilizada para derivar la fórmula, se debe emplear una expresión diferente. Si el vehículo está fuera de la curva pero en la tangente que conduce a ella y S es mayor que L, la fórmula de distancia de visibilidad aplicable es

$$L = 2S - \frac{2(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}{g_1 - g_2} \qquad \textbf{(25.10)}$$

Entonces, en el ejemplo anterior, la longitud de curva necesaria para proporcionar 570 pies de distancia de visibilidad de frenado es

$$L = 2(5{,}70) - \frac{2(\sqrt{3{,}50} + \sqrt{2{,}0})^2}{1{,}40 + 1{,}00} = 2{,}41 \text{ estaciones}$$

En esta solución, la distancia de visibilidad de 570 pies es mayor que la longitud de curva calculada de 2,41 estaciones (241 pies), por lo que se cumplen las condiciones. Las curvas verticales cóncavas también limitan las distancias de visibilidad porque reducen las longitudes que pueden ser iluminadas por los faros durante la conducción nocturna. Las ecuaciones que se aplican para calcular las longitudes de las curvas verticales cóncavas según los criterios de los faros son:

(a) S menor que L

$$L = \frac{S^2(g_2 - g_1)}{4 + 3{,}5S} \qquad \textbf{(25.11)}$$

(b) S mayor que L

$$L = 2S - \frac{4 + 3{,}5S}{g_1 - g_2} \qquad \textbf{(25.12)}$$

Como se explica en la Sección 24.17, las curvas horizontales también pueden limitar la visibilidad, y es posible calcular las distancias de visibilidad para estas. Para una curva combinada horizontal y vertical, la distancia de visibilidad aplicable es el menor de los dos valores calculados independientemente para cada curva. Para un análisis completo sobre las distancias de visibilidad en el diseño de carreteras y calles, se recomienda consultar la publicación de la AASHTO, «Política sobre el diseño geométrico de carreteras y calles», citada en la bibliografía al final de este capítulo.

■ 25.13 FUENTES DE ERROR EN EL TRAZADO DE CURVAS VERTICALES

Algunas fuentes de error en el replanteo de curvas parabólicas son:

1. Cometer errores al medir distancias y ángulos al replantear la línea central.

2. No mantener la mira nivelada a plomo al colocar las cimas de las estacas en azul.

3. Usar un instrumento de nivelación que no está ajustado.

■ 25.14 ERRORES

Algunos errores típicos que se cometen en los cálculos para curvas verticales incluyen los siguientes:

1. Errores aritméticos.

2. No tener en cuenta correctamente los signos algebraicos de g_1 y g_2.

3. Restar desplazamientos de las tangentes para una curva cóncava o sumarlos para una curva de cresta.

4. No hacer la comprobación de la segunda diferencia.

5. No completar el circuito de nivelación de vuelta a un punto de referencia después de colocar las cimas de las estacas en azul.

Problemas

Los asteriscos (*) indican problemas con respuestas parciales en el Apéndice G.

25.1 ¿Por qué se necesitan curvas verticales en las líneas de pendiente de carreteras y ferrocarriles?

25.2 ¿Qué se entiende por “tasa de cambio de pendiente” en curvas verticales y por qué es importante?

Tabular las elevaciones de las estaciones para una curva parabólica de tangente igual con los datos proporcionados en los problemas 25.3 a 25.9. Verificar mediante diferencias de segundos.

25.3 Una pendiente de +1,55% se encuentra con una pendiente de -2,50% en la estación 44 + 25 y elevación de 682,34 pies, curva de 800 pies, estaqueo en estaciones intermedias.

25.4 Una pendiente de -2,50% se encuentra con una pendiente de +2,50% en la estación 4 + 200 y elevación de 293,585 m Curva de 300 m, estaqueo en incrementos de 30 m.

25.5 Curva de 375 pies, pendientes de g_1 = -2.60% y g_2 = +0,90%, VPI en la estación 36 + 40, y elevación de 605,35 pies. Estaqueo completo en estaciones.

25.6 Curva de 450 pies, pendientes de g_1 = -4,00% y g_2 = -3,00%, VPI en la estación 66 + 50, y elevación de 560,00 pies. Estaqueo completo en estaciones.

25.7 Curva de 150 m, g_1 = +3,00%, g_2 = -2,00%, estación VPI = 2 + 175, VPI elevación = 157,830 m, estaqueo a intervalos de 30 m.

25.8 Una curva de 200 pies, g_1 = -1.50%, g_2 = +2,50%, estación VPI = 46 + 00, elevación VPI = 895,00 pies. Estaqueo en estaciones de un cuarto.

25.9 Una curva de 90 m, g_1 = -1,50%, g_2 = +0,75%, estación VPI = 6 + 280, elevación VPI = 550,600 m, estaqueo en incrementos de 10 m.

Las condiciones del terreno requieren que una curva de carretera pase por un punto fijo. Calcule una curva vertical de tangente igual adecuada y las elevaciones de las estaciones completas para los problemas 25.10 a 25.12.

25.10* Pendientes de g_1 = -2,50% y g_2 = +1,00%, elevación VPI 750,00 pies en la estación 30+00. Elevación fija de 753,00 pies en la estación 30 + 00.

25.11 Pendientes de g_1 = -2,50 % y g_2 = +1,50 %, elevación VPI de 2560,00 pies en la estación 315 + 00. Elevación fija de 2567,00 pies en la estación 314 + 00.

25.12 Pendientes de g_1 = +5,00% y g_2 = +1,50%, estación VPI 6 + 300 y elevación 185,920 m. Elevación fija 185,610 m en la estación 6 + 400. (Utilice estaciones de 100 m).

25.13 Una pendiente de -1,10% se encuentra con una pendiente de +0,90% en la estación 36 + 00 y elevación 800,00 pies. La pendiente de +0,90% se une luego a una pendiente de +1,50% en la estación 39 + 00. Calcule y tabule las notas para una curva vertical de tangentes iguales, en estaciones intermedias, que pase por el punto medio de la pendiente de 0,90%.

25.14 ¿Cuándo es ventajoso utilizar una curva vertical de tangentes desiguales en lugar de una de tangentes iguales?

Calcule y tabule las elevaciones de cada estación para una curva vertical de tangentes desiguales, de acuerdo con los requisitos de los problemas 25.15 a 25.18.

25.15 Una pendiente del +4,00% se encuentra con una pendiente del -2,00% en la estación 60 + 00 y una elevación de 1086,00 pies. La longitud de la primera curva es de 500 pies y la de la segunda, de 400 pies.

25.16 Las pendientes g_1 = +1,25% y g_2 = +3,50% se encuentran en el punto de inflexión vertical (VPI) en la estación 62 + 00 y una elevación de 650,00 pies. L_1 = 600 pies y L_2 = 500 pies.

25.17 Las pendientes g_1 de +4,00% y g_2 de -2,00% se encuentran en el VPI en la estación 4 + 300 y una elevación de 154,960 m. Las longitudes de las curvas son de 100 y 200 m. (Utilice un estaqueo de 30 m).

25.18 Una pendiente del -1,80% se encuentra con una pendiente del +3,00% en la estación 95 + 00 y una elevación de 320,64 pies. La longitud de la primera curva es de 300 pies y la de la segunda, de 200 pies.

25.19 Una alcantarilla se encuentra a 12 pies del eje de una calle de 30 pies de ancho con una corona parabólica de 6 pulgadas. El centro de la calle, en la estación de la alcantarilla, está a una elevación de 612,58 pies. ¿Cuál es la elevación de la tapa de la alcantarilla?

25.20 Una calle de 60 pies de ancho tiene una corona parabólica promedio de 1/4 de pulgada/pie desde el centro hasta cada borde. ¿Cuánto desciende la superficie desde el centro de la calle hasta un punto situado a 6 pies del borde?

25.21 Determine la estación y la elevación en el punto más alto de la curva del problema 25.3.

25.22 Calcule la estación y la elevación en el punto más bajo de la curva del Problema 25.4.

25.23 Calcule la estación y la elevación en el punto más bajo de la curva del Problema 25.5.

25.24 ¿Cuáles son la estación y la elevación del punto más alto de la curva del Problema 25.7?

25.25 ¿Qué factor adicional debe considerarse en el diseño de curvas verticales de cresta que no es relevante en las curvas cóncavas?

25.26* Calcule la distancia de visibilidad disponible en el Problema 25.3. (Suponga que h_1= 3,50 pies y h_2 = 4,25 pies).

25.27 Similar al Problema 25.26, excepto que h_2 = 2,00 pies.

25.28 Similar al Problema 25.26, excepto que se utilizan los datos del Problema 25.7, donde h_1= 1,0 m y h_2 = 0,5 m.

25.29 Al determinar las distancias de visibilidad en curvas verticales, ¿cómo determina el diseñador si los automóviles u objetos están en la curva o en la tangente?

¿Cuál es la longitud mínima de una curva vertical para proporcionar una distancia de visibilidad requerida para las condiciones dadas en los problemas 25.30 a 25.32?

25.30* Pendientes de +3,00% y -2,50%, distancia de visibilidad 600 pies, = 3,50 pies y h_2 = 1,25 pies.

25.31 Una curva de cresta con pendientes de +4,50% y -3,00%, distancia de visibilidad 500 pies, h_1 = 4,25 pies y h_2 = 1,00 pies.

25.32 Distancia de visibilidad de 200 m, pendientes de +1,00% y -2,25%, h_1 = 1.1 m y h_2 = 0,3 m.

25.33* Se toma una mira trasera de 6,85 pies en un punto de referencia cuya elevación es de 567,50 pies. ¿Qué lectura de la mira se necesita en esa altura de mira para establecer una marca azul en la cima de la estaca a una elevación de nivel de 572,55 pies?

25.34 Se toma una mira trasera de 6,92 pies en un punto de referencia cuya elevación es de 867,50 pies. Luego se toman sucesivamente una mira delantera de 3,64 pies y una mira trasera de 7,04 pies en TP_1 para establecer una HI. ¿Qué lectura de mira será necesaria para establecer una estaca con color azul en la cima a una elevación de 872,06 pies?

25.35 Desarrolle un programa de cálculo que realice los cálculos de la curva vertical.

BIBLIOGRAFÍA

American Association of State Highway and Transportation Officials. 2001. *Guidelines for Geometric Design of Very-Low Volume Local Roads (ADT ≤ 400)*. Washington, DC: AASHTO.

American Association of State Highway and Transportation Officials. 2004. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. Washington, DC: AASHTO.

■ 26.1 INTRODUCCIÓN

Las personas que se dedican a la topografía (geomática) a menudo deben determinar volúmenes de diversos tipos de materiales. Se necesitan cantidades de movimiento de tierras y hormigón, por ejemplo, en muchos tipos de proyectos de construcción. Los cálculos de volumen también son necesarios para determinar la capacidad de silos, tanques, depósitos y edificios, y para verificar las existencias de carbón, grava y otros materiales. La determinación de las cantidades de agua descargadas por arroyos y ríos, por unidad de tiempo, también es importante. La unidad de volumen más común es un cubo con aristas de longitud unitaria. En los cálculos topográficos se utilizan pies cúbicos, yardas cúbicas y metros cúbicos, siendo las yardas cúbicas y los metros cúbicos los más comunes para el movimiento de tierras. (Nota: 1 yd³ = 27 pies³; 1 m³ = 35,3144 pies³). El acre-pie (el volumen equivalente a un acre de área, 1 pie de profundidad) se usa comúnmente para grandes cantidades de agua, mientras que los pies cúbicos por segundo (pies³/seg) y los metros cúbicos por segundo (m^3/seg) son las unidades habituales para la medición del flujo de agua.

■ 26.2 MÉTODOS DE MEDICIÓN DE VOLUMEN

La medición directa de volúmenes rara vez se realiza en topografía, ya que es difícil aplicar realmente una unidad de medida al material involucrado. En cambio, las mediciones indirectas se obtienen midiendo líneas y áreas que tienen una relación con el volumen deseado. Se utilizan tres sistemas principales:

(1) el método de sección transversal,

(2) el método de área unitaria (o cantera) y

(3) el método de área de contorno.

■ 26.3 EL MÉTODO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

El método de la sección transversal se emplea casi exclusivamente para calcular volúmenes en proyectos de construcción lineales como carreteras, ferrocarriles y canales. En este procedimiento, después de haber marcado el eje central, se toman perfiles del terreno llamados secciones transversales (en ángulo recto con respecto al eje central), generalmente a intervalos de estaciones completas o medias estaciones si se utiliza el sistema inglés de

unidades, o quizás a 10, 20, 30 ó 40 m si se emplea el sistema métrico. La sección transversal consiste en observar las elevaciones del terreno y sus distancias correspondientes a la izquierda y a la derecha, perpendiculares al eje central. Se deben tomar lecturas en el eje central, en los puntos altos y bajos, y en los lugares donde ocurren cambios de pendiente para determinar con precisión el perfil del terreno. Esto se puede hacer en el campo utilizando un nivel, una mira y una cinta métrica. La lámina B.5 del Apéndice B ilustra un conjunto de notas de campo para la sección transversal. Gran parte del trabajo de campo que antes implicaba trazar líneas centrales preliminares, obtener datos de secciones transversales y realizar mediciones con estacas de pendiente y otras mediciones en levantamientos de ruta larga, ahora se realiza de manera más eficiente mediante fotogrametría. Las investigaciones han demostrado que las cantidades de movimiento de tierras calculadas a partir de secciones transversales fotogramétricas coinciden con aproximadamente un 1 o 2 % de las obtenidas a partir de secciones transversales de campo de buena calidad. En este capítulo no se pretende analizar los métodos fotogramétricos; en cambio, se presentarán brevemente los procedimientos básicos de campo y oficina para determinar y calcular volúmenes. El capítulo 27 trata sobre el tema de la fotogrametría. En la sección 17.8, se introdujo el tema de la representación del terreno mediante modelos digitales de elevación (MDE) y se presentaron conceptos para derivar redes irregulares trianguladas (TIN) a partir de MDE. Se señaló que una vez creado un modelo TIN para una región, los perfiles y las secciones transversales en cualquier punto dentro del área se pueden derivar fácilmente utilizando una computadora. Esto puede ser de gran ventaja cuando se ha decidido la ubicación general de una carretera o ferrocarril propuesto, pero aún no se ha definido el trazado final. En estas situaciones, se pueden realizar levantamientos topográficos de puntos de control y líneas de ruptura en la región donde se prevé ubicar la instalación y generar un modelo digital de elevación (MDE) para el área. Se pueden emplear métodos terrestres o fotogramétricos para obtener los datos del terreno. A partir de la información del MDE, se puede crear un modelo TIN y, posteriormente, el ordenador puede proporcionar secciones transversales para el análisis de cualquier número de trazados alternativos de forma automática. Una vez tomadas y trazadas las secciones transversales, se superponen plantillas de diseño (contornos de anchos de base y taludes laterales de la excavación o terraplén planificado) en cada trazado para definir la excavación o el terraplén que se construirá en cada ubicación de la sección transversal. Las áreas de estas secciones, denominadas áreas de extremo, se obtienen mediante cálculo o mediante planímetro (véase la Sección 12.9.4). Actualmente, mediante el uso de computadoras, las áreas de los extremos se calculan directamente a partir de los datos de la sección transversal del terreno y la información de diseño. A partir de las áreas de los extremos, los volúmenes se determinan mediante la fórmula del área promedio de los extremos, o fórmula prismática, que se analiza más adelante en este capítulo.

La figura 26.1 muestra una sección de la construcción planificada de una carretera e ilustra algunos de los puntos que acabamos de comentar. Se muestran las estacas de la línea central en su lugar, con su ubicación indicada en el sistema inglés de unidades. Estas marcan los puntos donde se toman las secciones transversales, en este caso en estaciones completas. Las áreas de los extremos se basan en la línea de pendiente planificada, el tamaño de la carretera y el terraplén y la excavación seleccionado las pendientes se superponen en cada estación y se muestran sombreadas. Se determinan las áreas de estas secciones sombreadas, y luego se calculan los volúmenes utilizando las fórmulas dadas en la Sección 26.5 o 26.8. Nótese en la figura que el terraplén, o relleno, está planificado desde las estaciones 10 + 00 hasta 11 + 21, una transición del relleno a la excavación, o corte, ocurre desde la estación 11 + 21 hasta 11 + 64, y se requiere un corte desde las estaciones 11 + 64 hasta 13 + 00.

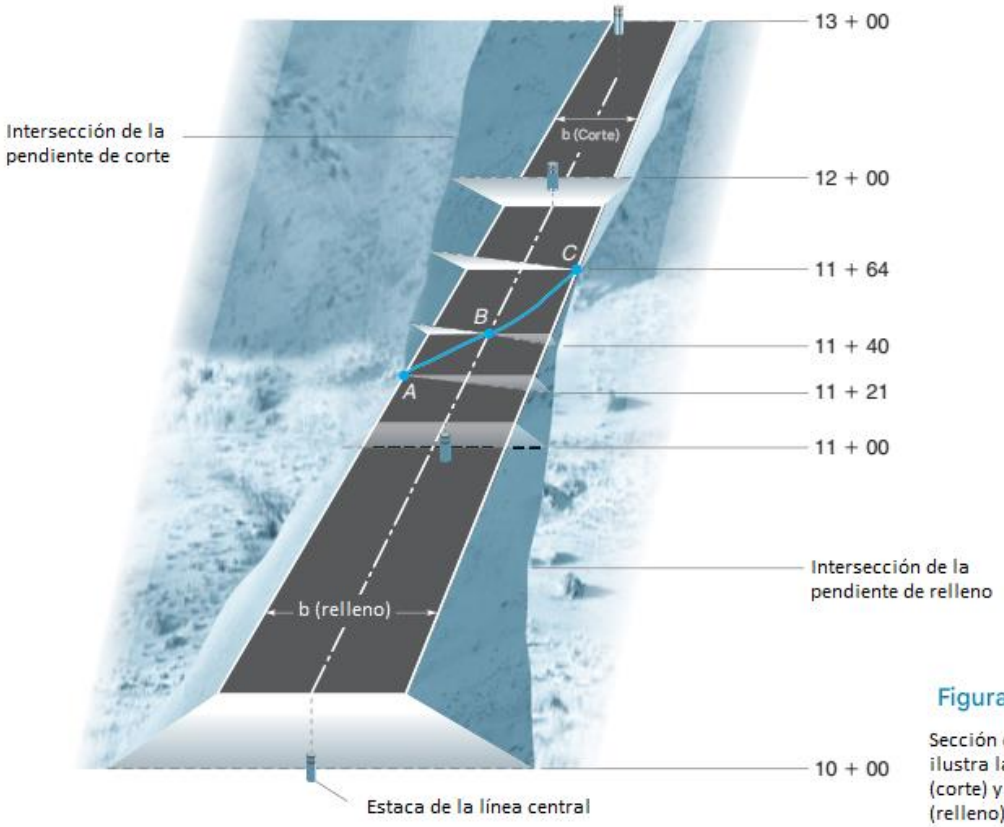


Figura 26.1

Sección de carretera que ilustra la excavación (corte) y el terraplén (relleno)

■ 26.4 TIPOS DE SECCIONES TRANSVERSALES

Los tipos de secciones transversales comúnmente utilizadas en los levantamientos topográficos se muestran en la Figura 26.2. En terreno plano, la sección horizontal (a) es adecuada. La sección de tres niveles (b) se utiliza generalmente donde prevalecen condiciones de terreno normales. La topografía irregular puede requerir una sección de cinco niveles (c), o más prácticamente una sección irregular (d). Una sección de transición (e) y una sección de ladera (f) se presentan al pasar de un corte a un relleno y en ubicaciones de ladera. En la Figura 26.1, las secciones de transición se presentan en las estaciones 11+21 y 11+64, mientras que existe una sección de ladera en 11+40. El ancho de la base b, la calzada terminada, está determinado por los requisitos del proyecto. Como se muestra en la Figura 26.1, suele ser más ancho en cortes que en rellenos para proporcionar cunetas de drenaje. La pendiente lateral s [la dimensión horizontal requerida para una elevación vertical unitaria e ilustrada en la Figura 26.2(a)] depende del tipo de suelo encontrado. Las pendientes laterales en los rellenos suelen ser más planas que las de los cortes, donde el suelo permanece en su estado natural. Las pendientes de corte de 1:1 (1 horizontal por 1 vertical) y las pendientes de relleno de 1-1/2:1 podrían ser adecuadas para suelos francos comunes, pero 1-1/2:1 en excavaciones y 2:1 en terraplenes son habituales. Incluso pueden requerirse proporciones más planas —un corte en la zona del Canal de Panamá tenía una proporción de 13:1— dependiendo del tipo de suelo, las precipitaciones y otros factores. Las fórmulas para las áreas de las secciones se derivan fácilmente y se enumeran con algunos de los esquemas de la Figura 26.2.

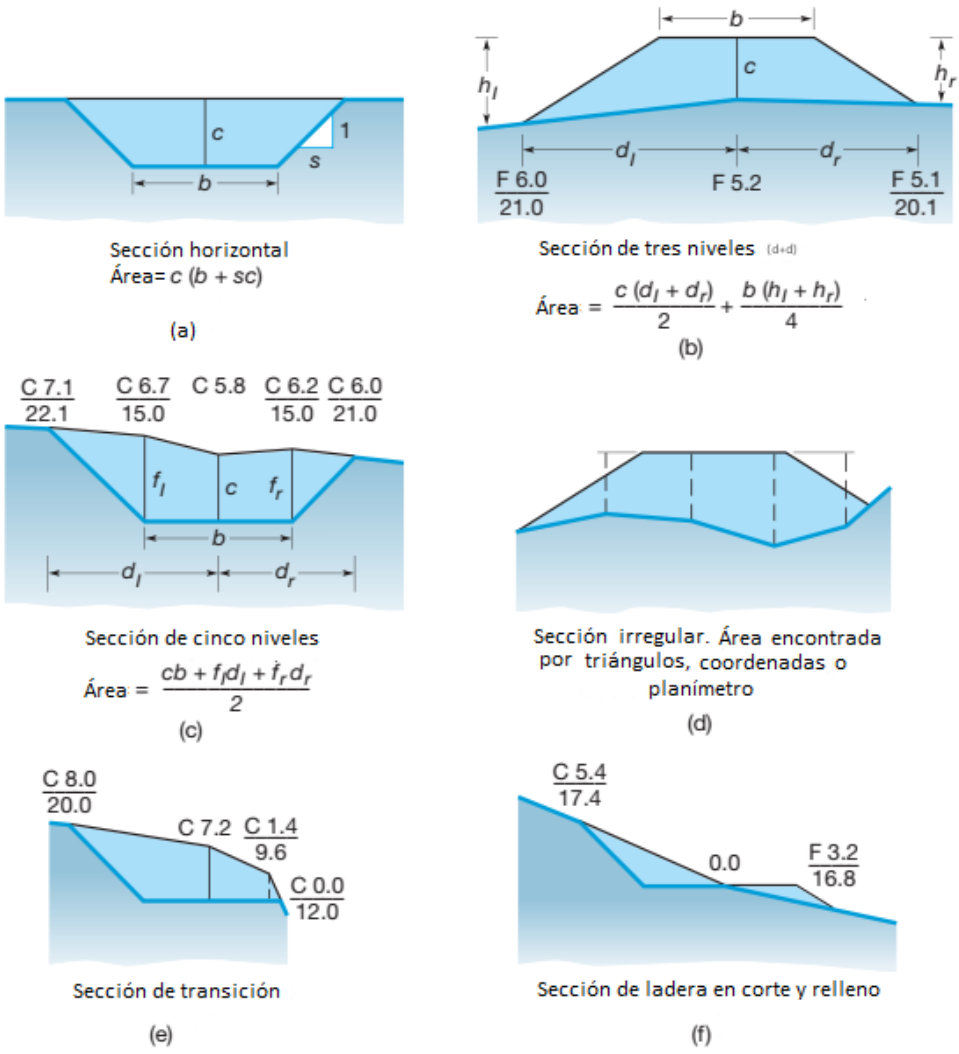


Figura 26.2
Secciones de movimiento de tierra.

■ 26.5 FÓRMULA DEL ÁREA PROMEDIO DE LOS EXTREMOS

La figura 26.3 ilustra el concepto de cálculo de volúmenes mediante el método del área promedio de los extremos. En la figura, A1 y A2 son las áreas de los extremos en dos estaciones separadas por una distancia horizontal **L**. El volumen entre las dos estaciones es igual al promedio de las áreas de los extremos multiplicado por la distancia horizontal **L** entre ellas.

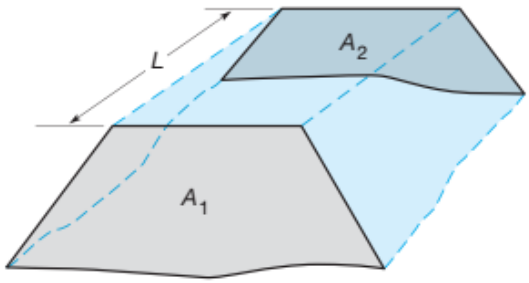


Figura 26.3
Volumen por método de área final promedio.

de este modo,

$$V_e = \frac{A_1 + A_2}{2} \times \frac{L}{27} (\text{yd}^3) \qquad \textbf{(26.1a)}$$

ó

$$V_e = \frac{A_1 + A_2}{2} \times L\,(\text{m}^3) \qquad \textbf{(26.1b)}$$

En la ecuación (26.1a), V_e es el volumen promedio del área final en yardas cúbicas, A_1 y A_2 están en pies cuadrados y L está en pies. En la ecuación (26.1b), A_1 y A_2 están en m^2, L está en m y V_e está en m^3. La ecuación (26.1b) también se aplica al cálculo de volúmenes en acres-pie, donde A_1 y A_2 están en acres y L está en pies. Si L es 100 pies, como para estaciones completas en el sistema inglés de unidades, la ecuación (26.1a) se convierte en

$$V_e = 1{,}852(A_1 + A_2)\mathrm{yd}^3 \qquad \textbf{(26.2)}$$

Las ecuaciones (26.1) y (26.2) son aproximadas y proporcionan resultados que, en general, son ligeramente mayores que los volúmenes prismáticos reales (véase la Sección 26.8). Se utilizan en la práctica debido a su simplicidad, y los contratistas están satisfechos porque las cantidades a pagar suelen ser ligeramente mayores que los valores reales. Se obtiene mayor precisión disminuyendo la distancia L entre secciones. Cuando el terreno es irregular, las secciones transversales deben tomarse más cerca entre sí.

■ Ejemplo 26.1

Calcule el volumen de excavación entre la estación 24 + 00, con un área final de 711 pies², y la estación 25 + 00, con un área final de 515 pies².

Solución

Por la Ecuación (26.2), $V = 1{,}852(A_1 + A_2) = 1{,}852(711 + 515) = 2270\ \mathrm{yd}^3$.

■ 26.6 DETERMINACIÓN DE ÁREAS DE LOS EXTREMOS

Las áreas de los extremos se pueden determinar gráficamente o mediante cálculo. En los métodos gráficos, la sección transversal y la plantilla se trazan a escala en papel cuadriculado; luego se puede contar el número de cuadrados pequeños dentro de la sección y convertirlo a área, o bien se puede medir el área dentro de la sección utilizando un planímetro (véase la sección 12.9.4). Los procedimientos de cálculo consisten en dividir la sección en figuras simples como triángulos y trapecios, y calcular y sumar estas áreas, o bien utilizar la fórmula de coordenadas (véase la Sección 12.5). Estos métodos de cálculo se analizan en las secciones siguientes. La mayoría de estos cálculos se realizan actualmente mediante ordenador, generalmente utilizando el método de coordenadas, que es general y fácil de programar.

26.6.1 Áreas de los extremos mediante figuras simples

Para ilustrar los procedimientos de cálculo de áreas de los extremos mediante figuras simples como triángulos o trapecios, supongamos que el siguiente extracto de notas de campo (en el sistema de unidades inglés) se aplica a la sección transversal y al área del extremo que se muestra en la Figura 26.4. En las notas, Lt indica que las lecturas se iniciaron en el lado izquierdo de la línea de referencia vista en la dirección de la estación creciente.

HI = 879,29 pies

	867,3	870,9	874,7	876,9	869,0	872,8
24 + 00 Lt	12,0	8,4	4,6	2,4	10,3	6,5
	50	36	20	CL	12	50

En este extracto de notas de campo, los números superiores son elevaciones (en pies) obtenidas al restar las lecturas de la mira (números del medio) del HI del instrumento de nivelación. Los números inferiores son distancias desde el eje central (en pies), comenzando desde la izquierda. Suponga que el diseño requiere una plataforma de carretera

nivelada de 30 pies de ancho, pendientes de corte de 1-1/2:1 y una elevación de subrasante en la estación 24 + 00 de 858,9 pies. Una plantilla de diseño correspondiente se superpone sobre la sección transversal trazada en la Figura 26.4. Al restar la elevación de subrasante de las elevaciones de la sección transversal en C, D y E se obtienen las ordenadas de corte requeridas en esas ubicaciones. Las elevaciones y distancias desde el eje central hasta las intersecciones de pendiente en L y R deben escalarse a partir del gráfico o calcularse. Suponiendo que se hayan escalado (los métodos para calcularlas son según lo indicado en la Sección 26.7), se realizó la siguiente tabulación de distancias desde la línea central y las ordenadas de corte requeridas en cada punto hasta la elevación de la subrasante:

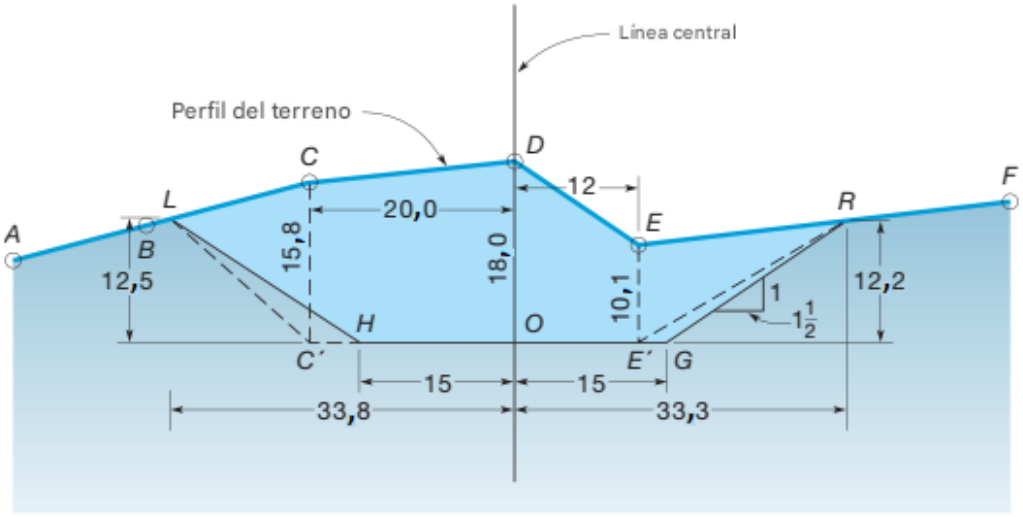


Figura 26.4
Cálculo del área final

Station	H	L	C	D	E	R	G
24 + 00	0 / 15	C12,5 / 33,8	C15,8 / 20	C18,0 / 0	C10,1 / 12	C12,2 / 33,3	0 / 15

Los números sobre las líneas en las fracciones (precedidos por la letra C) son las coordenadas de corte en pies; los que están debajo de las líneas son las distancias correspondientes desde la línea central. Los rellenos se denotan con la letra F. Usar C en lugar de más para corte y F en lugar de menos para relleno elimina la confusión. A partir de las coordenadas de corte y las distancias desde la línea central mostradas, el área de la sección transversal en la Figura 26.4 se calcula sumando las áreas individuales de los triángulos y trapecios. Una lista de los cálculos se da en la Tabla 26.1. (Consulte la Figura 26.4 para las designaciones de triángulos y trapecios).

26.6.2 Áreas de extremo por coordenadas

El método de coordenadas para calcular áreas de extremo se puede utilizar para cualquier tipo de sección y tiene muchas aplicaciones de ingeniería. El procedimiento se describió en la Sección 12.5 como una forma de determinar el área contenida dentro de una poligonación cerrada. Para demostrar el método en el cálculo de áreas de extremo, se resolverá el ejemplo de la Figura 26.4. Las coordenadas de cada punto de la sección se calculan en un sistema de ejes con el punto O como origen, utilizando los datos previamente enumerados sobre cortes y distancias desde la línea central. Al calcular las coordenadas, las distancias a la derecha de la línea central y los valores de corte se consideran positivos; las distancias a la izquierda y los valores de relleno se consideran negativos. Comenzando con el punto O y procediendo en el sentido de las agujas del reloj alrededor de la figura, las coordenadas de cada punto se enumeran en secuencia. El punto O se repite al final (véase la Tabla 26.2). Luego se aplica la Ecuación (12.7), considerando los productos de diagonales hacia abajo a la derecha $(\searrow)$ como negativos y los productos de diagonales hacia abajo a la izquierda $(\swarrow)$ como positivos. Deben considerarse los signos algebraicos de las coordenadas. Por lo tanto, un producto positivo $(\swarrow)$ con una coordenada negativa será negativo. El área total es obtenida dividiendo el valor absoluto de la suma algebraica de todos los productos por 2. Los cálculos se ilustran en la Tabla 26.2.

TABLA 26.1 ÁREA FINAL MEDIANTE CIFRAS SIMPLES

Figura	Cálculo	Área
ODCC'	[(18,0 + 15,8)20]/2	338,0
C'CL	[(15,8)13,8]/2	109,0
HLC'	[−(5)12,5]/2	−31,2
ODEE'	[(18,0 + 10,1)12]/2	168,6
EE'R	[(10,1)21,3]/2	107,6
E'RG	[(3)12,2]/2	18,3
		Área = 710 pies^2

TABLA 26.2 ÁREAS FINALES POR COORDENADAS

Punto	X	Y	Más +	Menos −
O	0	0	↙	↘
H	−15	0	0	0
L	−33,8	12,5	0	+188
C	−20	15,8	−250	+534
D	0	18,0	0	+360
E	12	10,1	216	0
R	33,3	12,2	336	−146
G	15	0	183	0
O	0	0	0	0
			+485	+936
			+936	
			Σ = 1421	

Área = 1421 ÷ 2 = 710 pies^2 (pie^2 más cercano)

Es necesario realizar cálculos separados para las áreas de corte y relleno cuando se encuentran en la misma sección (como en la estación 11 +40 de la Figura 26.1), ya que siempre deben tabularse de forma independiente para fines de pago. El pago normalmente se realiza sólo por la excavación (su precio unitario incluye la construcción y el acondicionamiento de los rellenos), excepto en proyectos que consisten principalmente en terraplenes, como diques, presas de tierra, algunas fortificaciones militares y carreteras construidas con rellenos continuos en áreas planas.

■ 26.7 CÁLCULO DE INTERCEPCIONES DE PENDIENTE

Las elevaciones y distancias desde la línea central hasta las intersecciones de pendiente se pueden calcular utilizando datos de sección transversal y los valores de pendiente de corte o relleno. En la Figura 26.4, por ejemplo, la intersección R ocurre entre el punto del perfil del terreno E (distancia 12 pies a la derecha y elevación 869,0) y el punto F (distancia 50 pies a la derecha y elevación 872,8). La pendiente de corte es 1-1/2:1, ó 0,67 pies/pie. Un diagrama más detallado, que ilustra la geometría para calcular la intersección de pendiente R, se da en la Figura 26.5. La pendiente a lo largo de la línea del terreno EF es (872,8 – 869,0)/38 = 0,10 pies/pie, donde 38 pies es la distancia horizontal entre los puntos. La elevación de G' (punto verticalmente sobre G) es 869,0 + 0,10(3) = 869,3; Por lo tanto, la ordenada GG' es (869,3 – 858,9) = 10,4 pies. Las líneas EF y GR convergen a una tasa igual a la diferencia en sus pendientes (porque ambas tienen pendiente ascendente), ó 0,67 – 0,10 = 0,57 pies/pie. Dividiendo la ordenada GG' por esta convergencia se obtiene la distancia horizontal GR, ó 10,4/0,57 = 18,3 pies. Sumando 18,3 a la distancia OG se obtiene 18,3 + 15 =

33,3 pies, que es la distancia desde la línea central hasta la intersección de la pendiente R. Finalmente, para obtener la elevación de R, el aumento de elevación de E a R se suma a la elevación de E, ó 0,10(21,3) + 869,0 = 871,1.

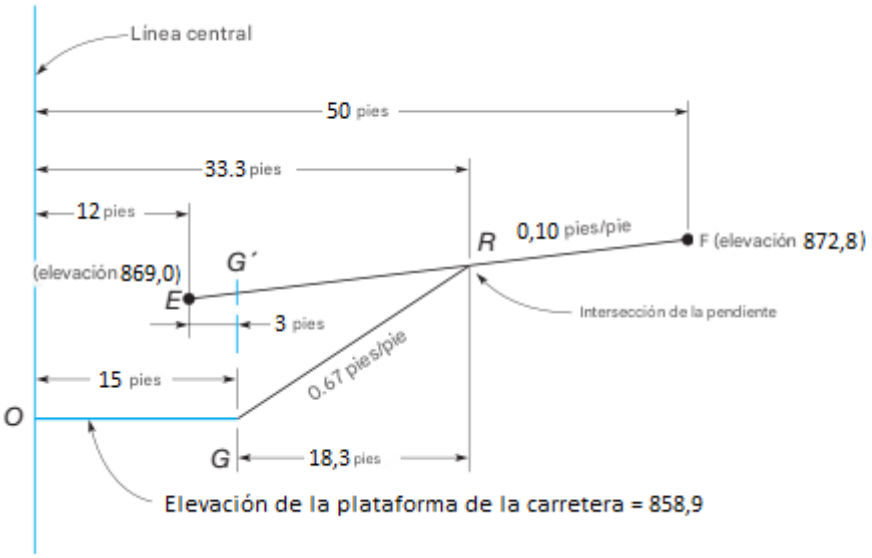


Figura 26.5
Cálculo de la intersección de la pendiente R de la Figura 26.4

Así, la ordenada de corte en R es igual a 871,1 — 858,9 = 12,2 pies. Recordemos que 33,3 y 12,2 fueron las coordenadas X e Y, respectivamente, utilizadas en los cálculos del área final de la Sección 26.6. La elevación y la distancia desde la línea central de la intersección de la pendiente L de la Figura 26.4 se calculan de manera similar, excepto que la tasa de convergencia de las líneas CB y HL es la suma de sus pendientes porque CB tiene pendiente descendente y HL ascendente. Escribir ecuaciones para las líneas que se intersecan es otro método utilizado para calcular las intersecciones de la pendiente. Luego, las ecuaciones se igualan entre sí y se resuelven para **x**. Esto se demuestra utilizando los datos de la Figura 26.5 y la Ecuación (11.6) en el Ejemplo 26.2.

■ Ejemplo 26.2

Determine las coordenadas del punto R en la Figura 26.5 utilizando la Ecuación (11.6).

Solución

Las coordenadas de los puntos finales pertinentes son

Punto	x	y
E	12	869,0
F	50	872,8
G	15	858,9

La ecuación para la línea EF es

$$y = \left(\frac{872{,}8 - 869{,}0}{50 - 12}\right)x + b = 0{,}1x + b$$

Sustituyendo las coordenadas de E o F, encontramos que b es 867,8. Por lo tanto, la ecuación de la línea EF es

$$y = 0{,}1x + 867{,}8 \qquad \text{(a)}$$

La intersección con el eje de la pendiente para la ecuación de la pendiente lateral se puede determinar utilizando la pendiente de la pendiente lateral, que es 2/3, y las coordenadas del punto G como

$$b = 858{,}9 - (2/3)15 = 848{,}9$$

Por lo tanto, la ecuación de la recta para la pendiente lateral es

$$y = (2/3)x + 848{,}9 \qquad \textbf{(b)}$$

Igualando la ecuación (a) a la ecuación (b) y resolviendo para **x** se obtiene:

$$0{,}1x + 867{,}8 = \frac{2}{3}x + 848{,}9$$

$$18{,}9 = \left(\frac{2}{3} - 0{,}1\right)x$$

$$x = 33{,}3$$

Utilizando la ecuación (a) o (b), la elevación en 33,3 es

$$y = 0{,}1(33{,}3) + 867{,}8 = \left(\frac{2}{3}\right)33{,}3 + 848{,}9$$

$$= 871{,}1$$

Tenga en cuenta que este procedimiento da como resultado la misma solución que la determinada previamente.

El cálculo de las intersecciones de pendientes es algo laborioso, pero rutinario cuando se programa para su resolución por computadora. Si no se utiliza una computadora para calcular áreas y volúmenes extremos, un procedimiento alternativo consiste en trazar las secciones transversales y las plantillas, determinar el área extremo mediante un planímetro y escalar las intersecciones de pendientes a partir del trazado. Las intersecciones de pendientes son esenciales, ya que la colocación de las estacas que guían las operaciones de construcción se basa en ellas.

■ 26.8 FÓRMULA PRISMOIDAL

La fórmula prismática se aplica a los volúmenes de todos los sólidos geométricos que pueden considerarse prismáticos. Un prismático, ilustrado en la Figura 26.6, es un sólido con extremos paralelos pero no congruentes y lados trapezoidales que tampoco son congruentes. La mayoría de los sólidos de movimiento de tierras obtenidos a partir de datos de secciones transversales se ajustan a esta clasificación.

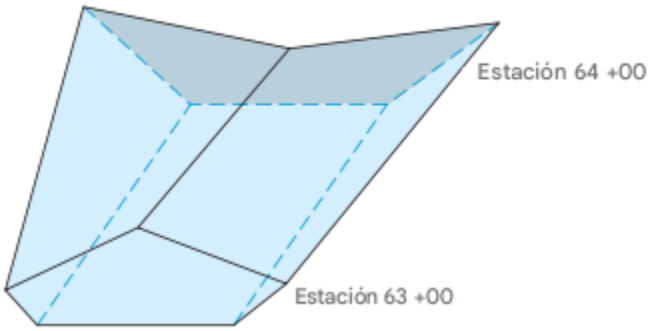


Figura 26.6
Secciones para las cuales se agrega la corrección prismática al volumen del área final.

Sin embargo, desde un punto de vista práctico, las diferencias en los volúmenes calculados mediante el método del área promedio del extremo y la fórmula prismática suelen ser tan pequeñas que resultan insignificantes. Cuando se requiere una precisión extrema, como en cortes de roca costosos, se puede utilizar el método prismático. Una disposición de la fórmula prismática es

$$V_P = \frac{L(A_1 + 4A_m + A_2)}{6 \times 27} (\text{yd}^3) \qquad (26.3)$$

donde VP es el volumen prismático en yardas cúbicas, A_1 y A_2 son áreas de secciones transversales sucesivas tomadas en el campo, A_m es el área de una sección "calculada" a medio camino entre A_1 y A_2, y L es la distancia horizontal entre A_1 y A_2. Los volúmenes prismáticos en m^3 se pueden obtener usando una ligera modificación de la Ecuación (26.3), es decir, se elimina el factor de conversión 27 en el denominador, y L está en metros, A_1, A_m y A_2 están en m^2. Para usar la fórmula prismática, es necesario conocer el área A_m de la sección a medio camino entre las estaciones de A_1 y A_2. Esto se encuentra por el cálculo habitual después de promediar las alturas y anchos de las dos secciones extremas. Obviamente, el área media no es el promedio de las áreas extremas, ya que entonces no habría diferencia entre los resultados de la fórmula del área extrema y la fórmula prismática. La fórmula prismática generalmente da un volumen menor que el hallado por la fórmula del área promedio de los extremos. Por ejemplo, el volumen de una pirámide según la fórmula prismática es $Ah/3$ (el valor exacto), mientras que según el método del área promedio de los extremos es $Ah/2$. Una excepción ocurre cuando la altura del centro es grande pero el ancho estrecho en una estación, y la altura del centro es pequeña pero el ancho grande en la estación adyacente. La figura 26.6 ilustra esta condición. La diferencia entre los volúmenes obtenidos por la fórmula del área promedio de los extremos y la fórmula prismática se denomina corrección prismática C_P. Varios libros sobre levantamiento topográfico de rutas proporcionan fórmulas y tablas para calcular correcciones prismáticas, que pueden aplicarse a los volúmenes del área promedio de los extremos para obtener volúmenes prismáticos. Una fórmula de corrección prismática, que proporciona resultados precisos para secciones de tres niveles, es

$$C_P = \frac{L}{12 \times 27}(c_1 - c_2)(w_1 - w_2)(\text{yd}^3) \qquad (26.4)$$

donde C_P es el volumen de la corrección prismática en yardas cúbicas, c_1 y c_2 son alturas centrales en corte (o en relleno), y w_1 y w_2 son anchos de secciones (de intersección de pendiente a intersección de pendiente) en secciones adyacentes. Si el producto de $(c_1 - c_2)(w_1 - w_2)$ es negativo, como en la Figura 26.6, la corrección prismática se suma en lugar de restarse del volumen del área final. Para secciones que no sean de tres niveles, la ecuación (26.4) puede no ser suficientemente precisa y, por lo tanto, se recomienda la ecuación (26.3).

Ejemplo 26.3

Calcule el volumen utilizando la fórmula prismática y por áreas finales promedio para las siguientes secciones de tres niveles de una plataforma vial con una base de 24 pies y pendientes laterales de $1\frac{1}{2}:1$.

Solución

Estación	L	C	R	Área
12 + 00	$\frac{C7{,}8}{23{,}7}$	$\frac{C5{,}3}{0}$	$\frac{C7{,}4}{23{,}0}$	$\frac{5{,}3(23{,}7 + 23{,}0)}{2} + \frac{24(7{,}8 + 7{,}4)}{4} = 215{,}0 \text{ pies}^2$
12 + 50	$\frac{C6{,}5}{21{,}8}$	$\frac{C6{,}0}{0}$	$\frac{C7{,}5}{23{,}2}$	$\frac{6{,}0(21{,}8 + 23{,}2)}{2} + \frac{24(6{,}5 + 7{,}5)}{4} = 219{,}0 \text{ pies}^2$
13 + 00	$\frac{C5{,}8}{24{,}8}$	$\frac{C6{,}6}{0}$	$\frac{C7{,}0}{23{,}5}$	$\frac{6{,}6(24{,}8 + 23{,}5)}{2} + \frac{24(5{,}8 + 7{,}0)}{4} = 236{,}2 \text{ pies}^2$

Usando la Ecuación (26.3) se obtiene un volumen de

$$\frac{100(215{,}0 + 4(219{,}0) + 236{,}2)}{6(27)} = 819{,}2 \text{ yd}^3$$

Usando la Ecuación (26.1a) se obtiene $\frac{100(215{,}0 + 236{,}2)}{2(27)} = 835{,}6 \text{ yd}^3$

Usando la Ecuación (26.5) se obtiene una corrección primoidal de

$$\frac{100}{12(27)}(5{,}3 - 6{,}6)(46{,}7 - 48{,}3) = 0{,}6 \text{ yd}^3$$

Nótese que la diferencia entre el volumen calculado mediante la fórmula prismática y el área promedio del extremo es de solo 1,9 %. La corrección prismática aplicada a la ecuación (26.1a) da como resultado un volumen de 835 yd³.

■ 26.9 CÁLCULOS DE VOLUMEN

Los cálculos de volumen para proyectos de construcción de rutas generalmente se realizan mediante computadora y se organizan en forma tabular. Para ilustrar este procedimiento, supongamos que las áreas finales enumeradas en las columnas (2) y (3) de la Tabla 26.3 corresponden a la sección de carretera ilustrada en la Figura 26.1. Mediante la Ecuación (26.1a), los volúmenes de corte y relleno se calculan y tabulan en las columnas (4) y (5). Los cálculos de volumen ilustrados en la Tabla 26.3 incluyen las secciones de transición de la Figura 26.1. Esto normalmente no se hace cuando se estiman los volúmenes preliminares de movimiento de tierras (durante el diseño y antes de la construcción) porque las ubicaciones exactas de las secciones de transición y sus configuraciones generalmente se desconocen hasta que se realiza el replanteo de taludes. Por lo tanto, para calcular las cantidades preliminares de movimiento de tierras, se utilizaría un área final de cero en la estación del punto de pendiente del eje central (estación 11 +40 de la Figura 26.1), y las secciones de transición (estaciones 11+21 y 11 + 64 de la Figura 26.1) no aparecerían en los cálculos. Después del replanteo de taludes (los procedimientos para el replanteo de taludes se describen en la Sección 23.7), se conocen las ubicaciones y áreas finales de las secciones de transición, y deben incluirse en los cálculos de volumen finales, especialmente si afectan significativamente las cantidades por las que se realiza el pago.

TABLA 26.3 FORMA TABULAR DEL CÁLCULO DE VOLUMEN

	Área final (pies^2)		Volumen (yd^3)		volumen de relleno +25%	Volumen acumulado
Estación **(1)**	Corte (2)	Relleno (3)	Corte (4)	Relleno (5)	**(yd^3) (6)**	(yd^3) (7)
10 + 00		992				0
				2614	3268	
11 + 00		421				−3268
				190	238	
11 + 21	0	68				−3506
			12	29	37	
11 + 40	34	31				−3531
			79	14	17	
11 + 64	144	0				−3469
			553			
12 + 00	686					−3916
			2967			
13 + 00	918					+51

En la construcción de carreteras y ferrocarriles, el material excavado o cortado se utiliza para construir terraplenes o rellenar secciones. A menos que existan otros factores determinantes, una línea de nivelación bien diseñada debería equilibrar casi por completo el volumen total de corte con el volumen total de relleno. Para lograr este equilibrio, es necesario expandir los volúmenes de relleno o reducir los de corte. 1 Esto es necesario porque, excepto en el caso de cortes en roca, los terraplenes se compactan a una densidad mayor que la del material excavado de su estado natural, y para equilibrar el movimiento de tierras esto debe tenerse en cuenta. (El corte en roca se expande para ocupar un mayor volumen de relleno; por lo tanto, es necesario expandir el corte o reducir el relleno para obtener un equilibrio). La tasa de expansión depende del tipo de material y nunca se puede estimar con exactitud. Sin embargo, las muestras y los registros de proyectos anteriores en la zona inmediata son útiles para asignar factores razonables. La columna (6) de la Tabla 26.3 muestra los rellenos expandidos para el ejemplo de la Figura 26.1, donde se aplicó un factor del 25 %. Para investigar si se logra o no un equilibrio en el movimiento de tierras, se calculan los volúmenes acumulados. Esto implica agregar volúmenes de corte y relleno expandido algebraicamente desde el inicio hasta el final del proyecto, considerando los cortes como positivos y los rellenos como negativos. Los volúmenes acumulados se enumeran en la columna (7) de la Tabla 26.3. En este ejemplo,

1. Generalmente se prefiere la ampliación de los volúmenes de relleno, ya que el pago suele basarse en los volúmenes reales de material excavado.

Hay un exceso de volumen de corte de 51 yd³ entre las estaciones 10 + 00 y 13 + 00 o, dicho de otro modo, hay un excedente de esa cantidad de excavación. Para analizar el movimiento de cantidades de movimiento de tierras en grandes proyectos, se construyen diagramas de masas. Estos son gráficos de volúmenes acumulados para cada estación como ordenada frente a las estaciones en la abscisa. Las líneas horizontales (de equilibrio) en el diagrama de masas determinan entonces el límite de transporte económico y la dirección del movimiento del material. Los diagramas de masas se describen con más detalle en libros sobre levantamiento topográfico de rutas. Si no hay suficiente material de los cortes para hacer los rellenos requeridos, la diferencia debe tomarse prestada [obtenida de canteras u otras fuentes como mediante la “iluminación diurna” de curvas (aplanamiento de taludes de corte para mejorar la visibilidad)]. Si hay un exceso de corte, se desperdicia o quizás se utiliza para extender y aplanar los rellenos.

Para proyectos con más de unas pocas secciones transversales, existen programas informáticos que se utilizan habitualmente para los cálculos de movimiento de tierras, pero los topógrafos e ingenieros deben seguir entendiendo los métodos básicos.

■ 26.10 MÉTODO DE ÁREA UNITARIA O DE CANTERA

En muchos proyectos, excepto en construcciones de rutas lineales largas, la cantidad de tierra, grava, roca u otro material excavado o rellenado a menudo se puede determinar mejor mediante el método de cantera. Las cantidades calculadas forman la base para el pago al contratista o proveedor de materiales. El volumen de carbón u otros materiales sueltos en pilas se puede encontrar de la misma manera. Como ejemplo, supongamos que el área que se muestra en la Figura 26.7 se va a nivelar a una elevación de 358,0 pies para un sitio de construcción. Las notas para el trabajo de campo se muestran en la Lámina B.2 del Apéndice B. El área que se va a cubrir en este ejemplo está marcada en cuadrados de 20 pies, aunque se podrían usar 10, 50, 100 o más pies, según el tamaño del proyecto y la precisión deseada. Se puede usar un instrumento de estación total y cinta, o sólo una cinta, para el trazado. Se establece un punto de referencia de elevación conocida o supuesta fuera del área en un lugar que no sea probable que se vea afectado. Después de que el área se divide en cuadrados, se determinan las elevaciones en todos los puntos de intersección de la cuadrícula. Para ello, se instala un nivel en cualquier lugar conveniente, una mira de referencia tomada en el punto de referencia, y restando las lecturas de puntos en cada intersección de la cuadrícula.

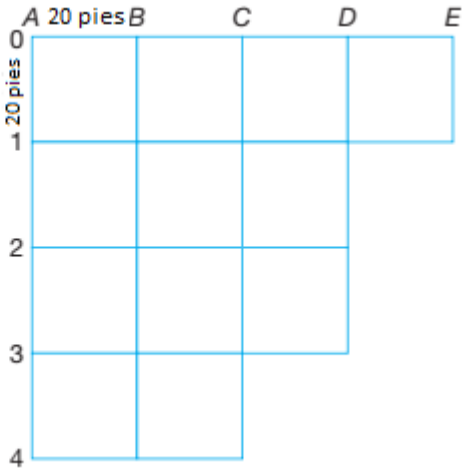


Figura 26.7
Nivelación de la cantera.

Si el terreno no es demasiado accidentado, puede ser posible seleccionar un punto cerca del centro del área y tomar observaciones en todas las intersecciones de la cuadrícula desde la misma configuración, como en el ejemplo de la Lámina B.2. Para terreno accidentado, puede ser más conveniente determinar las elevaciones mediante levantamiento radial desde una configuración bien elegida utilizando un instrumento de estación total (ver Sección 16.9.1). Las letras y los números designan los puntos de intersección de la cuadrícula, como A-1, C-4 y D-2. Para nivelar el sitio a una elevación específica, digamos 358,0 pies, la cantidad de corte o relleno en cada esquina de la cuadrícula cuadrada se obtiene restando 358,0 de su elevación del terreno. Para cada cuadrado, entonces, se determina la altura promedio de las cuatro esquinas de cada prisma de corte o relleno y se multiplica por el área de la base, 20 x 20 pies = 400 pies², para obtener el volumen. El volumen total se obtiene sumando los valores individuales de cada bloque y dividiendo el resultado entre 27 para obtener el resultado en yardas cúbicas. Para simplificar los cálculos, el corte en cada esquina multiplicado por el número de veces que interviene en el cálculo del volumen se puede mostrar en una columna aparte. La suma de la columna se divide entre 4 y se multiplica por el área de la base de un bloque para obtener el volumen. En forma de ecuación, este procedimiento se expresa como:

$$V = \sum(h_{i,j}n)\left(\frac{A}{4 \times 27}\right)(\text{yd}^3) \qquad (26.5)$$

donde $h_{i,j}$ es la altura de la esquina en la fila i y la columna j, y n es el número de cuadrados con los que esa altura es común. La esquina en C-4, por ejemplo, es común a un solo cuadrado, D-2 es común a dos, D-1 es común a tres y C-1 es común a cuatro. $\Sigma(h_{i,j}n)$ es la suma de los productos de la altura y el número de cuadrados comunes, y A es el área de un cuadrado. Un ejemplo que ilustra el uso de la ecuación (26.5) se presenta en las notas de campo de la lámina B.2.

■ 26.1 1 MÉTODO DE ÁREA DE CONTORNO

Los volúmenes basados en contornos se pueden obtener a partir de mapas de contorno utilizando un planímetro para determinar el área encerrada por cada contorno. Alternativamente, se puede utilizar software CAD para determinar estas áreas. Luego, el área promedio de los contornos adyacentes se obtiene utilizando la ecuación (26.1b) y el volumen se obtiene multiplicando por el espaciado del contorno (es decir, intervalo de contorno). El uso de la fórmula prismática rara vez, o nunca, se justifica en este tipo de cálculo. Este procedimiento es la base para los cálculos de volumen en software CAD (ver Sección 17.14). En lugar de determinar las áreas encerradas dentro de los contornos por un planímetro, se pueden obtener utilizando la fórmula de coordenadas [Ecuación (12.7) o (12.8)]. En este procedimiento, primero se utiliza un digitalizador de tableta como el que se muestra en la Figura 28.8 para medir las coordenadas a lo largo de cada contorno en suficientes puntos para definir su configuración satisfactoriamente. El método de área de curvas de nivel es adecuado para determinar volúmenes en grandes áreas, por ejemplo, para calcular las cantidades y ubicaciones de corte y relleno en la nivelación de una pista de aeropuerto propuesta que se construirá a una elevación determinada. Otra aplicación útil del método de contorno-área es la determinación del volumen de agua que se almacenará en el embalse creado por una presa propuesta.

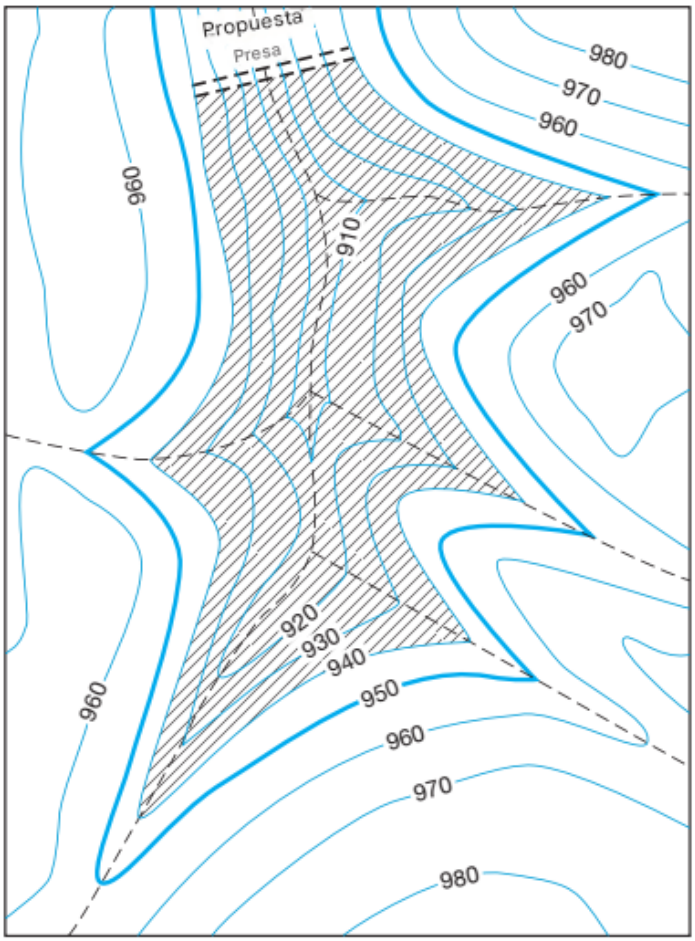


Figura 26.8
Determinación del volumen de agua embalsada en un depósito mediante el método de área de contorno

■ Ejemplo 26.4

Calcule el volumen de agua embalsada por la presa propuesta ilustrada en la Figura 26.8. La escala del mapa es 500 pie/in. y la elevación del aliviadero propuesto es 940 pies.

Solución

La porción rayada de la Figura 26.8 representa el área que se inundará con agua cuando el embalse esté lleno. La solución se presenta en la Tabla 26.4. La columna (2) da el área encerrada dentro de cada contorno (determinada usando un digitalizador de tableta y el método de coordenadas) en pulgadas cuadradas, y en la columna (3) estas áreas se han convertido a acres según la escala del mapa, es decir, 1 $pulg.^2$ = $[(500)^2]/43.560$ = 5,739 acres. La columna (4) da los volúmenes entre contornos adyacentes, calculados por la Ecuación [26.1(b)]. La suma de la columna (4), 1544,3 acre-pie, es el volumen del embalse.

TABLA 26.4 CÁLCULO DE VOLUMEN POR EL MÉTODO DE CURVAS DE NIVEL Y ÁREA

	Área		
Curva de nivel (1)	(pulg.²) (2)	**(acres) (3)**	Volumen (acres-pie) (4)
910	1.683	9,659	—
920	5.208	29,889	197,7
930	11,256	64,598	472,4
940	19.210	110.246	874,2
			Σ = 1544.3

■ 26.12 MEDICIÓN DE VOLÚMENES DE DESCARGA DE AGUA

Los volúmenes de descarga de agua en arroyos y ríos son de vital importancia y deben monitorearse regularmente. En el procedimiento habitual, la sección transversal del arroyo se divide en una serie de secciones verticales uniformemente espaciadas, como se ilustra en la Figura 26.9. El Servicio Geológico de los Estados Unidos recomienda usar de 25 a 30 secciones, con no más del 5% del flujo total ocurriendo en una sección particular. Las profundidades y velocidades de corriente se miden en cada ordenada usando un medidor de corriente. (Hay varios tipos disponibles). El volumen de descarga para cada sección es el producto de su área y la velocidad de corriente promedio. La suma de todas las descargas de las secciones es el volumen total de agua que pasa por el arroyo en la ubicación de la sección transversal. Las unidades de las áreas de las secciones y las velocidades de corriente pueden ser pie² y pie/s, respectivamente, con la descarga en pie³/s; o en m² y m/s, respectivamente, dando el volumen en m³/s. Las velocidades de la corriente se pueden medir cada 0,1 de profundidad en cada ordenada y tomar el promedio. Alternativamente, un buen promedio se obtiene de la media de las velocidades a 0,2 y 0,8 de profundidad o de una sola medición en el punto de 0,6 de profundidad. Para profundidades de hasta 2-1/2 pies, el Servicio Geológico de los Estados Unidos utiliza el método de 0,6; para secciones más profundas se emplea el procedimiento de 0,2 y 0,8. La sección transversal debe tomarse perpendicular a la corriente, en un tramo recto con fondo sólido y flujo uniforme. En corrientes poco profundas, las mediciones se pueden realizar vadeando, en cuyo caso, el medidor de corriente se sostiene aguas arriba, libre de remolinos causados por las piernas del vadeador. En corrientes y ríos más profundos, las mediciones se toman desde botes, puentes o teleféricos. En estas situaciones, el medidor de corriente, con un peso pesado unido a su parte inferior, se suspende mediante un cable y, por lo tanto, también funciona como línea de plomo para medir profundidades.

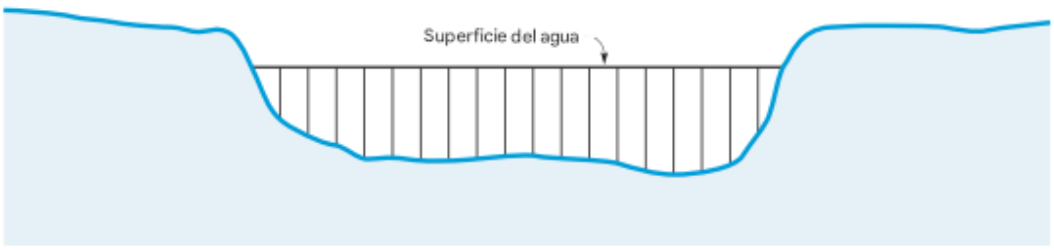


Figura 26.9
Secciones verticales para realizar mediciones de caudal

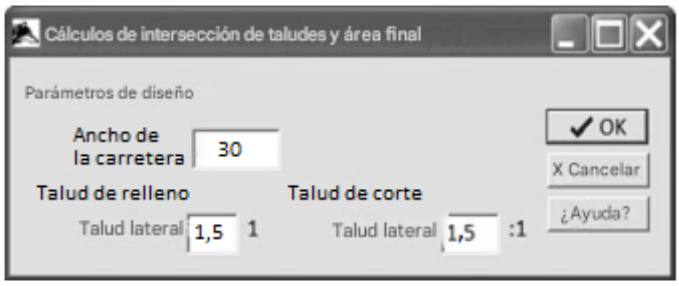


Figura 26.10
Cálculos de área final en WOLFPACK

■ 26.13 SOFTWARE (PROGRAMA COMPUTACIONAL)

Como se analizó en la Sección 26.7, la intersección de dos líneas se puede programar fácilmente para determinar las intersecciones de pendiente de un área final. Como se muestra en la Figura 26.10, WOLFPACK, que se puede encontrar en el sitio web complementario en http://www.pearsonhighered.com/ghilani, se ha programado para realizar esta operación. Como se muestra en esta figura, el usuario debe proporcionar el ancho de la plataforma, la relación de pendiente de corte y la relación de pendiente de relleno. En la Sección 26.7, el ancho de la plataforma era de 30 pies y tenía una pendiente de corte de 1-1/2:1. Estos valores se ingresan en el cuadro de diálogo como se muestra. También tenga en cuenta que sólo se puede usar un conjunto de parámetros de diseño por archivo. El archivo de datos utilizado por esta opción se muestra en la Figura 26.11. Cada archivo comienza con una línea de título, que puede contener cualquier información pertinente al archivo. La línea de título va seguida de la ubicación de la primera estación en el alineamiento y su elevación.

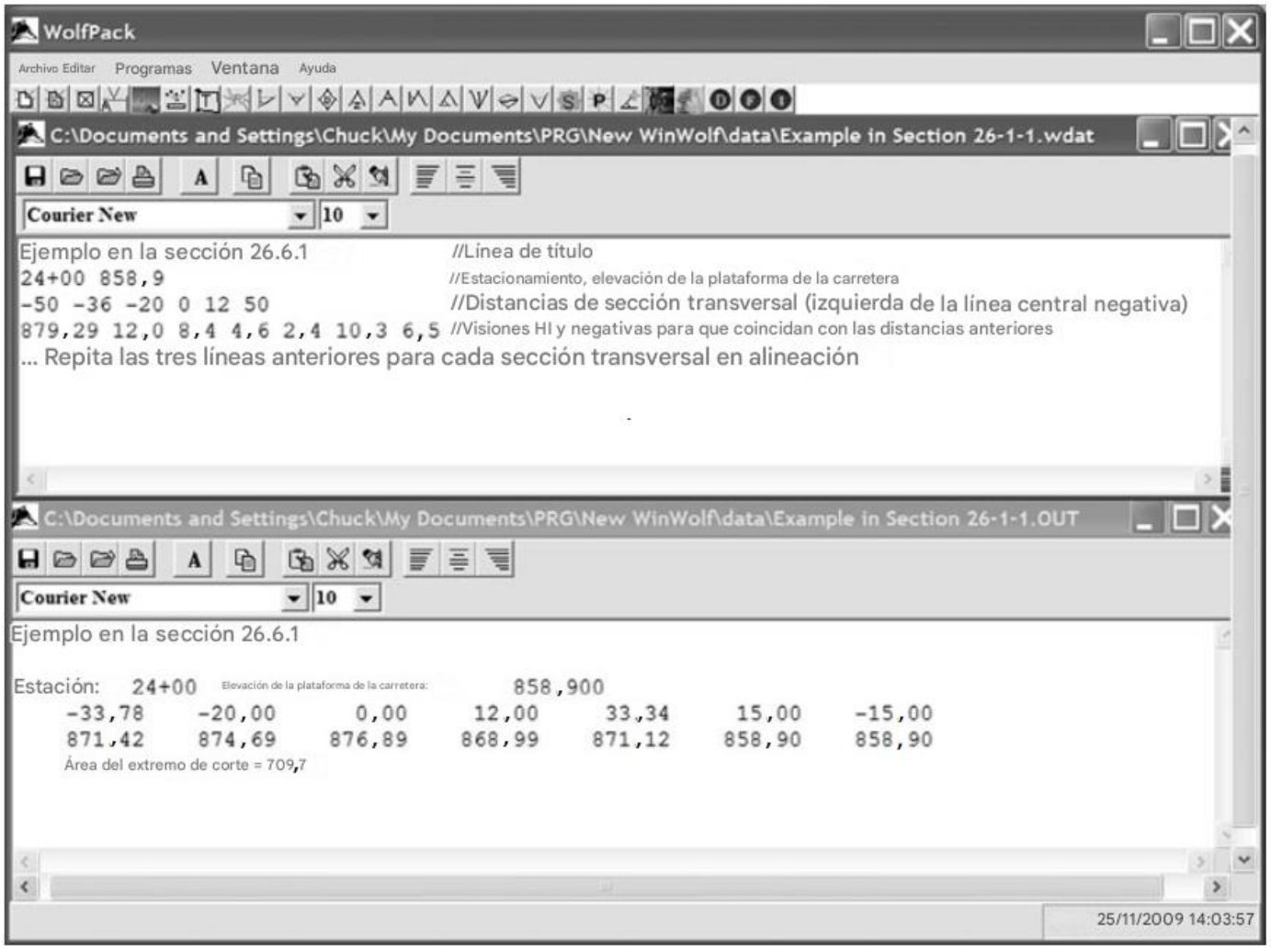


Figura 26.11 Archivo de datos y archivo de cálculos del área final resultante

Esta línea va seguida de la información de la sección transversal. Las distancias se introducen de izquierda a derecha, vistas desde el frente en la alineación. Las distancias de la sección transversal a la izquierda de la línea central deben introducirse como valores negativos. Las distancias van seguidas de una línea que contiene la altura del instrumento (HI) y las miras negativas que deben coincidir con sus respectivas distancias desde la línea central dadas en la línea anterior. Si hay más de un conjunto de notas de sección transversal disponibles para la alineación, los datos de las secciones transversales pueden seguir al conjunto de notas de la primera estación en sucesión. En la parte inferior de la Figura 26.11 se encuentra el archivo de salida resultante. Como se muestra, la intersección izquierda se produce en -33,78 con una elevación de 871,42 pies. La intersección derecha se produce en 33,34 pies con una elevación de 871,12 pies. El área final es una sección de corte con un área de 709,7 pies².

■ 26.14 FUENTES DE ERROR EN LA DETERMINACIÓN DE VOLÚMENES

Algunos errores comunes en la determinación de áreas de secciones y volúmenes de movimiento de tierras son:

1. Cometer errores al medir secciones transversales de campo, por ejemplo, no ser perpendiculares a la línea central.

2. Cometer errores al medir áreas de extremos.

3. No utilizar la fórmula prismática donde está justificada.

4. Realizar áreas de secciones transversales más allá del límite justificado por los datos de campo.

■ 26.15 ERRORES

Algunos errores típicos que se cometen en los cálculos de movimiento de tierras son:

1. Confundir signos algebraicos en los cálculos de áreas de extremos utilizando el método de coordenadas.

2. Utilizar la ecuación (26.2) para el cálculo del volumen de estación completa cuando se involucran estaciones parciales.

3. Utilizar volúmenes promedio de áreas de extremos para sólidos piramidales o en forma de cuña.

4. Mezclar cantidades de corte y relleno.

Problemas

Los asteriscos (*) indican problemas cuyas respuestas parciales se encuentran en el Apéndice G.

26.1 ¿Por qué deben sumarse por separado los volúmenes de corte y relleno?

26.2 Prepare una tabla de áreas de extremo en función de la profundidad del relleno, desde 0 hasta 20 pies, con incrementos de 4 pies, para secciones horizontales, una calzada horizontal de 36 pies de ancho y taludes laterales de 1-1/2:1.

26.3 Similar al problema 26.2, pero con taludes laterales de 2-1/2:1. Dibuje las secciones transversales y calcule V_e para los datos proporcionados en los problemas 26.4 al 26.7.

26.4* Dos secciones horizontales separadas por 75 pies, con alturas centrales de 4,8 y 7,2 pies de relleno, ancho de base de 30 pies y taludes laterales de 2:1.

26.5 Dos secciones niveladas de estaciones de 40 m con alturas centrales de 2,04 y 2,53 m en el corte, ancho de base de 15 m, taludes laterales de 3:1.

26.6 El área final en la estación 36 + 00 es de 265 pie². Las notas que indican la distancia desde el eje y las ordenadas del corte para la estación 36 + 60 son C 4,8/17,2, C 5,9/0 y C 6,8/20,2. La base es de 20 pies.

26.7 Una acequia de riego con *b* = 12 pies y taludes laterales de 2:1. Las notas que indican las distancias

desde el eje y las ordenadas del corte para las estaciones 52 + 00 y 53 + 00 son C 2,4/10,8;C 3,0; C 3,7/13,4; y C 3,1/14,2; C 3.8; C 4.1/14.2.

26.8 ¿Por qué una calzada en corte suele ser más ancha que la misma calzada en relleno?

26.9* Con los datos tabulados, calcule el volumen de excavación en yardas cúbicas entre las estaciones 10 + 00 y 15 + 00.

Estación	Área del extremo cortado (pies²)
10 + 00	263
11 + 00	358
12 + 00	446
13 + 00	402
14 + 00	274
15 + 00	108

26.10 Con los datos indicados, tabule los volúmenes de corte, relleno y acumulados en yardas cúbicas entre las estaciones 10 + 00 y 20 + 00. Utilice un factor de expansión de 1,30 para los rellenos.

	Área final (pies²)	
Estación	Corte	Relleno
10 + 00	0	
11 + 00	168	
12 + 00	348	
13 + 00	371	
14 + 00	146	
14 + 60	0	0
15 + 00		142
16 + 00		238
17 + 00		305
18 + 00		247
19 + 00		138
20 + 00		106

26.11 Calcule las áreas de sección del Problema 26.4 mediante el método de coordenadas.

26.12 Calcule las áreas de sección del Problema 26.5 mediante el método de coordenadas.

26.13 Determine las áreas de sección del Problema 26.7 mediante el método de coordenadas.

26.14 Calcule C_P y V_P para el Problema 26.4. ¿Es C_P significativo?

26.15 Calcule C_P y V_P para el Problema 26.7. ¿Sería C_P significativo en un corte de roca?

26.16 A partir del siguiente extracto de notas de campo, dibuje la sección transversal en papel cuadriculado y superponga sobre ella una plantilla de diseño para una calzada nivelada de 30 pies de ancho con taludes de relleno de 2-1/2:1 y una elevación de la subrasante en el eje central de 970,30 pies. Determine el área final gráficamente contando cuadrados.

HI = 968,31 pies						
20 + 00 Lt	5,2 50	4,8 22	6,6 0	5,9 12	7,0 30	8,1 50

26.17 Con los datos del Problema 26.16, determine el área final trazando los puntos en un programa CAD y registrando el área.

26.18 Con los datos del Problema 26.16, calcule las intersecciones con los ejes de las pendientes y determine el área final mediante el método de coordenadas.

26.19 A partir del siguiente extracto de notas de campo, trace la sección transversal en papel cuadriculado y superponga una plantilla de diseño para una calzada nivelada de 40 pies de ancho con taludes de corte de 3:1 y una elevación de la subrasante de 1239,50 pies. Determine el área final gráficamente contando cuadrados.

HI = 1254,80 pies						
46 + 00 Lt	8,0 60	7,9 27	5,5 10	4,9 0	6,6 24	7,5 60

26.20 Con los datos del Problema 26.19, calcule las intersecciones con la pendiente y determine el área final mediante el método de coordenadas.

26.21* Complete las siguientes notas y calcule V_e y V_P. La calzada es horizontal y la base tiene una altura de 30 pies.

Estación 89 + 00	C3,1 24,3	C4,9 0	C4,3 35,2
Estación 88 + 00	C6,4 34,2	C3,6 0	C5,7 32,1

26.22 Similar al problema 26.21, excepto que la base es de 24 pies.

26.23 Calcule V_e y V_P para las siguientes notas. La base es de 36 pies.

12 + 90	C6,4 43,6	C3,6 0	C5,7 40,8
12 + 30	C3,1 30,4	C4,9 0	C4,3 35,2

26.24 Calcule V_e, C_P, y V_P para las siguientes notas. La base en relleno es de 20 pies y la base en excavación es de 30 pies.

46 + 00	C3,4 20,1	C2,0 0	C0,0 6,0	F2,0 13,0
45 + 00	C2,2 18,3	0,0 0	F3,0 14,5	

Para los problemas 26.25 y 26.26, calcule la capacidad del embalse (en acres-pie) entre las curvas de nivel más altas y más bajas de las áreas representadas en un mapa topográfico.

26.25*

Elevación (pies)	860	870	880	890	900	910
Área (pies^2)	1370	1660	2293	2950	3550	4850

26.26

Elevación (pies)	1015	1020	1025	1030	1035	1040
Área (pies^2)	1815	2097	2391	2246	2363	2649

26.27 Indique dos situaciones en las que las correcciones prismáticas sean más significativas.

26.28 Escriba un programa informático para calcular las intersecciones de pendiente y las áreas de los extremos mediante el método de coordenadas, a partir de las notas de la sección transversal y la información de diseño de la calzada. Utilice el programa para calcular las intersecciones de pendiente para los datos del Problema 26.16.

26.29* Se proporcionan las distancias (pies) desde la margen izquierda, las profundidades correspondientes (pies) y las velocidades (pies/seg), respectivamente, para una medición de caudal de un río. ¿Cuál es el volumen en pies^3/seg?

Nota: se colocaron los valores en sistema inglés para no confundir comas con puntos, tal como aparecen en el texto original.

0,1.0,0; 10,2.3,1.30; 20,3.0,1.54; 30,2.7,1.90; 40,2.4,1.95; 50,3.0,1.60; 60,3.1,1.70; 74,3.0,1.70; 80,2.8,1.54; 90,3.3,1.24; 100,2.0,0.58; 108,2.2,0.28; 116,1.5,0.

26.30 Prepare un programa de cálculo que calcule los volúmenes del problema 26.9.

26.31 Prepare un programa de cálculo que calcule las áreas de los extremos del problema 26.20.

BILIOGRAFÍA

Chen, C., and H. Lin. 1990. "Estimating Pit Excavation Volume Using Cubic Spline Volume Formula." *ASCE, Journal of Surveying Engineering* 117 (No. 2): 51.

Chen, C., and H. Lin. 1992. "Estimating Excavation Volumes Using New Formulas." *Surveying and Land Information Systems* 52 (No. 2): 104.

Vijay, R, et al. 2005. "Computation of Reservoir Storage Capacity and Submergence using GIS. *Surveying and Land Information Science* 65 (No. 4): 255.

■ 27.1 INTRODUCCIÓN

La fotogrametría puede definirse como la ciencia, el arte y la tecnología de obtener información fiable a partir de fotografías. Comprende dos áreas principales de especialización: la métrica y la interpretativa. La primera área es de interés principal para quienes se dedican a la topografía (geomática), ya que se aplica para determinar información espacial, incluyendo distancias, elevaciones, áreas, volúmenes, secciones transversales y datos para compilar mapas topográficos a partir de mediciones realizadas en fotografías. Normalmente se utilizan fotografías aéreas (tomadas desde aeronaves), aunque en ciertas aplicaciones especiales se emplean fotografías terrestres (tomadas con cámaras terrestres). La fotogrametría interpretativa implica reconocer objetos a partir de sus imágenes fotográficas y juzgar su significado. Los factores críticos que se consideran para identificar objetos son las formas, tamaños, patrones, sombras, tonos y texturas de sus imágenes. Esta área de la fotogrametría se denominó tradicionalmente interpretación fotográfica porque inicialmente se basaba en fotografías aéreas. Ahora se utilizan otros dispositivos de detección e imagen, como escáneres multiespectrales, escáneres térmicos, radiómetros y radares aerotransportados de barrido lateral, que facilitan enormemente la interpretación. Estos instrumentos detectan energía en longitudes de onda más allá de las que el ojo humano puede ver o las que pueden registrar las películas fotográficas estándar. A menudo se transportan en aeronaves tan remotas como los satélites; de ahí que el término teledetección se aplique ahora generalmente al área interpretativa de la fotogrametría. En este capítulo, se hará hincapié en la fotogrametría métrica mediante fotografías aéreas, ya que es el área de especialización que se aplica con mayor frecuencia en los trabajos de topografía. Sin embargo, la teledetección también se ha vuelto muy importante en la pequeña escala de la cartografía, y en el monitoreo de nuestro medio ambiente y la gestión de nuestros recursos naturales. Este tema se analiza con más detalle en la Sección 27.20. La fotogrametría métrica se realiza de diferentes maneras según los requisitos del proyecto y el tipo de equipo disponible. Se pueden realizar análisis y cálculos simples tomando medidas en impresiones en papel de fotos aéreas usando escalas de ingeniero, y asumiendo que las fotos son "verdaderamente verticales", es decir, que el eje de la cámara coincidió con una plomada en el momento de la fotografía. Estos métodos producen resultados de menor orden, pero son adecuados para una variedad de aplicaciones. Otras técnicas más avanzadas, incluidos los métodos analógicos, analíticos y de copia digital, no asumen fotos verticales y proporcionan determinaciones más precisas de las ubicaciones espaciales de los objetos. El procedimiento analógico se basa en dispositivos ópticos y mecánicos precisos para crear modelos del terreno que se pueden medir y cartografiar. El método analítico se basa en mediciones precisas de las posiciones fotográficas de las imágenes de los objetos de interés, seguidas de una solución matemática para sus ubicaciones. Los instrumentos de copia digital utilizan imágenes digitales en procedimientos computarizados que están altamente automatizados. Si bien los instrumentos analógicos

y analíticos aún pueden existir en entornos académicos, los instrumentos digitales se utilizan con mayor frecuencia en la industria. Por esta razón, los lectores interesados en los instrumentos analógicos y analíticos deben consultar ediciones anteriores de este libro o las referencias que figuran en la bibliografía.

■ 27.2 USOS DE LA FOTOGRAMETRÍA

La fotografía se remonta a 1839, y el primer intento de utilizar la fotogrametría para elaborar un mapa topográfico tuvo lugar un año después. Actualmente, la fotogrametría es el método principal empleado en la cartografía topográfica y en la recopilación de otros tipos de datos espaciales. Por ejemplo, el Servicio Geológico de los Estados Unidos utiliza este procedimiento casi exclusivamente para la elaboración de sus mapas. Las cámaras y otros instrumentos y técnicas fotogramétricas han mejorado continuamente, de modo que los datos espaciales recopilados mediante fotogrametría hoy en día cumplen con estándares de precisión muy altos. Otras ventajas de este método son:

(1) la rapidez de recopilación de datos espaciales en un área,

(2) su coste relativamente bajo,

(3) la facilidad para obtener detalles topográficos, especialmente en áreas inaccesibles, y

(4) la menor probabilidad de omitir detalles en la recopilación de datos espaciales.

La fotogrametría tiene actualmente muchas aplicaciones en topografía e ingeniería. Por ejemplo, se utiliza en la topografía de terrenos para calcular las coordenadas de las esquinas de las secciones, los vértices de los límites o los puntos de referencia que ayudan a localizar estas esquinas. Los mapas a gran escala se elaboran mediante procedimientos fotogramétricos para diversos usos, entre ellos el diseño de subdivisiones. La fotogrametría se utiliza para cartografiar líneas costeras en levantamientos hidrográficos, para determinar coordenadas terrestres precisas de puntos en levantamientos de control y para desarrollar mapas y secciones transversales para levantamientos de rutas e ingeniería. La fotogrametría desempeña un papel cada vez más importante en el desarrollo de los datos necesarios para los modernos sistemas de información geográfica y territorial. La fotogrametría también se aplica con éxito en muchos campos no relacionados con la ingeniería, por ejemplo, geología, silvicultura, agricultura, conservación, planificación, arqueología, inteligencia militar, gestión del tráfico e investigación de accidentes. Está fuera del alcance de este capítulo describir todas las variadas aplicaciones de la fotogrametría. El uso de esta ciencia ha aumentado drásticamente en los últimos años, y su crecimiento futuro para resolver problemas de medición y cartografía está asegurado.

■ 27.3 CÁMARAS AÉREAS

Las cámaras de cartografía aérea son quizás los instrumentos fotogramétricos más importantes, ya que exponen las fotografías de las que depende la ciencia. Para comprender la fotogrametría, especialmente el fundamento geométrico de sus ecuaciones, es esencial tener una comprensión fundamental de las cámaras y cómo funcionan. Las cámaras aéreas deben ser capaces de exponer un gran número de fotografías en rápida sucesión mientras se mueven en una aeronave a alta velocidad; por lo tanto, se requiere un tiempo de ciclo corto, una lente rápida, un obturador eficiente y un cargador de gran capacidad o almacenamiento digital. Las cámaras de fotograma de una sola lente son el tipo más utilizado en la fotogrametría métrica. Estas cámaras exponen todo el fotograma o formato simultáneamente a través de una lente sostenida a una distancia fija del plano focal. Generalmente tienen un formato de 9 x 9 pulgadas (23 x 23 cm) y lentes con distancias focales de 6 pulgadas (152,4 mm), aunque también se utilizan distancias focales de 3-1/2, 8-1/4 y 12 pulgadas (90, 210 y 305 mm). Una cámara de fotogramas de una sola lente, junto con su visor y controles electrónicos, se muestra en la Figura 27.1. Los componentes principales de una cámara de fotogramas de una sola lente se muestran en el diagrama de la Figura 27.2. Estos incluyen la lente (la parte más importante), que recoge los rayos de luz entrantes y los enfoca en el plano focal; el obturador para controlar el intervalo de tiempo que la luz pasa a través de la lente; un diafragma para regular el tamaño de la abertura del objetivo; un filtro para reducir el efecto de la neblina y distribuir la luz uniformemente sobre el formato; un cono de cámara

para soportar el conjunto objetivo-obturador-diafragma con respecto al plano focal y evitar que la luz parásita incida sobre la película; un plano focal, la superficie sobre la que se encuentra la película cuando está expuesta; marcas fiduciales (no se muestran en la Figura 27.2 pero se ilustran más adelante), cuatro u ocho en número, que son esenciales para definir la geometría de las fotografías; un cuerpo de cámara para alojar el mecanismo de accionamiento que carga y disparo del obturador, aplana la película y la avanza entre exposiciones; y un cargador, que contiene el suministro de película expuesta y sin exponer o aloja el dispositivo de almacenamiento digital.

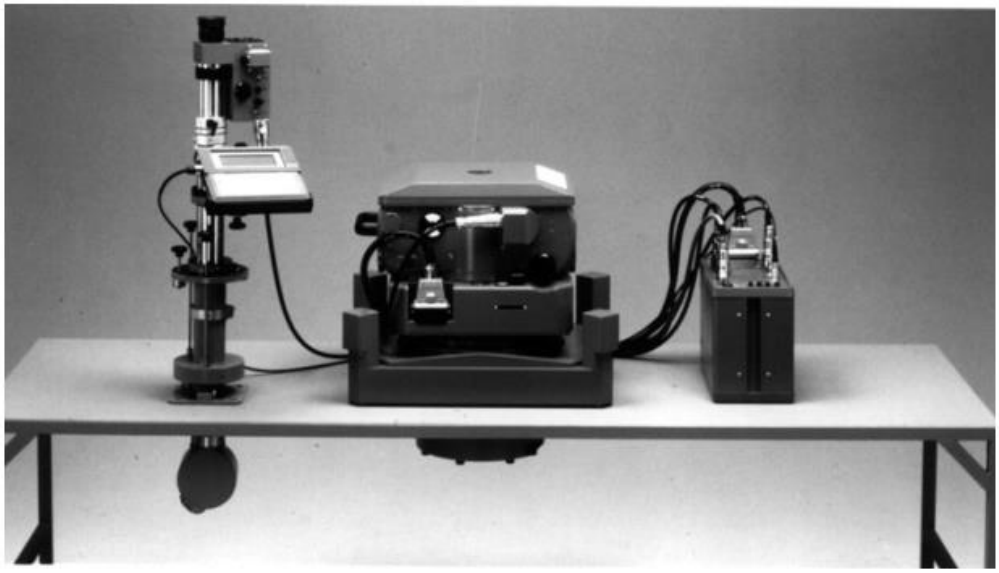


Figura 27.1
Cámara aérea con visor y controles electrónicos. (De Elements of Photogrammetry: With Applications in GIS, de Wolf y Dewitt, 2000; cortesía de Carl Zeiss, Inc. y McGraw-Hill Book Co., Inc.)

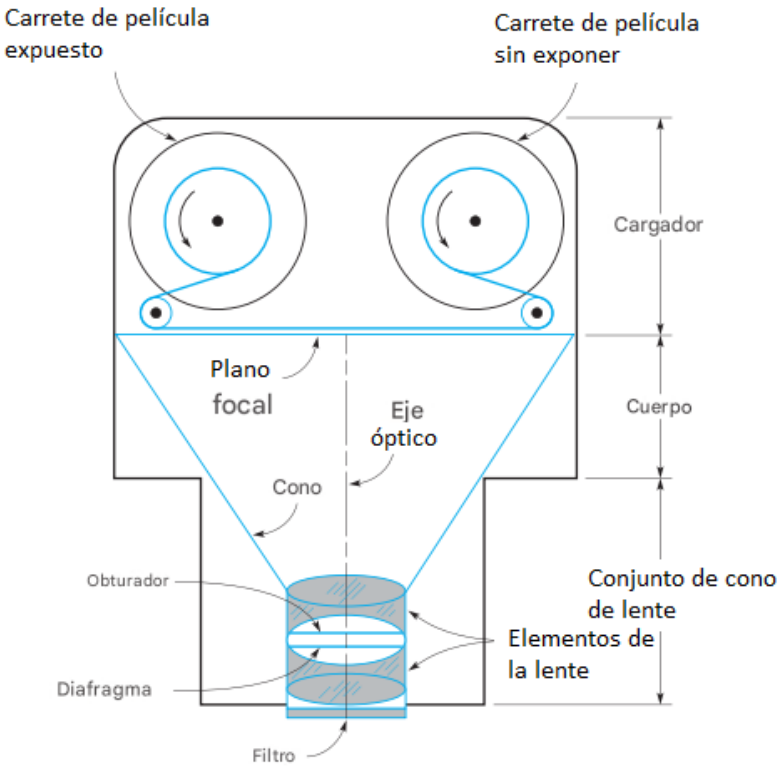


Figura 27.2
Componentes principales de una cámara aérea de fotograma de lente única

El obturador de una cámara aérea puede ser operado manualmente por un operador o automáticamente por el mecanismo de control electrónico, de modo que las fotos se tomen a intervalos específicos. Un nivel de burbuja acoplado a la cámara permite al operador mantener el eje óptico de la lente, perpendicular al plano focal, casi vertical a pesar de cualquier ligera inclinación de la aeronave. Las imágenes de las marcas fiduciales se imprimen en las fotografías y las líneas que unen pares opuestos se intersecan en el punto principal o muy cerca de él, definido como el punto donde una perpendicular desde el nodo emergente de la lente de la cámara incide en el plano focal. Las marcas fiduciales pueden ubicarse en las esquinas, en los laterales o, preferiblemente, en ambos lugares, como se muestra en las figuras 27.4 y 27.5. En las cámaras digitales, una matriz de detectores de estado sólido, ubicados en el plano focal, captura la imagen de la lente. El tipo de detector más común es el dispositivo de carga acoplada (CCD). La

matriz está compuesta por pequeños detectores dispuestos en filas y columnas contiguas, como se muestra en la figura 27.3. Cada detector percibe la energía recibida de su escena terrestre correspondiente, y esto constituye un "elemento de imagen" (píxel) dentro de la imagen general. El principio de funcionamiento de los CCD es fundamentalmente bastante simple. En cualquier ubicación de píxel específica, el elemento CCD allí se expone a la energía de la luz incidente, que acumula una carga eléctrica proporcional a la intensidad de la luz incidente. La carga eléctrica se amplifica, se convierte de formato analógico a digital y se almacena en un archivo junto con su ubicación de fila y columna dentro de la matriz. Actualmente, los tamaños de los elementos CCD individuales que se fabrican están en el rango de aproximadamente 5 a 15 μm^2, y las matrices pueden constar de 500 filas y columnas (250.000 píxeles) para cámaras económicas hasta más de 4000 filas y columnas. Obviamente, se necesitan capacidades significativas de almacenamiento y manejo de datos para la adquisición y el procesamiento de imágenes digitales. Las cámaras de mapeo aéreo, ya sean de tipo cinematográfico o digital, se calibran para obtener valores precisos para la distancia focal y las distorsiones de la lente. También se especifican la planitud del plano focal, la posición relativa del punto principal con respecto a las marcas fiduciales y la ubicación de dichas marcas. Estos datos de calibración son necesarios para realizar trabajos fotogramétricos precisos.

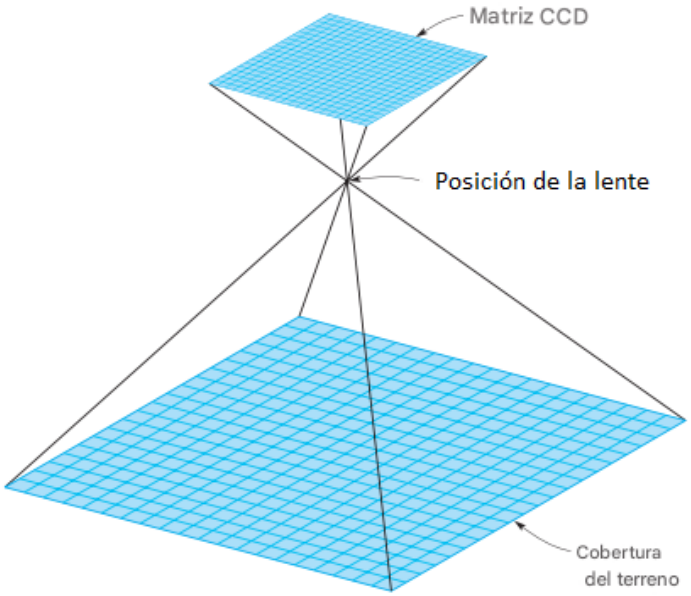


Figura 27.3
Geometría de una cámara digital de fotogramas (De elementos de fotogrametría con Aplicaciones en GIS, tercera edición por Paul Wolf y Bon Dewitt. © 2000 por McGraw-Hill companies, Inc. Reimpreso con permiso).

■ 27.4 TIPOS DE FOTOGRAFÍAS AÉREAS

Las fotografías aéreas tomadas con cámaras de fotograma único se clasifican como verticales (tomadas con el eje de la cámara apuntando verticalmente hacia abajo o lo más vertical posible) y oblicuas (tomadas con el eje de la cámara inclinado intencionalmente en un ángulo entre la horizontal y la vertical). Las fotografías oblicuas se clasifican además como altas si el horizonte aparece en la imagen y bajas si no aparece. Las figuras 27.4 y 27.5 muestran ejemplos de fotografías verticales y oblicuas bajas, respectivamente. Como ilustran estos ejemplos, las fotos aéreas representan claramente todos los elementos naturales y culturales dentro de la región cubierta, tales como carreteras, vías férreas, edificios, ríos, puentes, árboles y tierras de cultivo.

Las fotografías verticales son el principal método para obtener imágenes en trabajos fotogramétricos. Las fotografías oblicuas rara vez se utilizan para aplicaciones métricas, pero resultan ventajosas en trabajos de interpretación y reconocimiento.

Figura 27.4
Fotografía aérea vertical. (Cortesía del Departamento de Transporte de Pensilvania).

■ 27.5 FOTOGRAFÍAS AÉREAS VERTICALES

Una fotografía verdaderamente vertical se obtiene cuando el eje de la cámara está exactamente vertical al realizar la exposición. A pesar de todas las precauciones, invariablemente se presentan pequeñas inclinaciones, generalmente menores de 1° y rara vez mayores de 3°, y las fotos resultantes se denominan fotografías casi verticales o inclinadas. Aunque las fotografías verticales parecen mapas para el público general, no son proyecciones ortográficas reales de la superficie terrestre. Más bien, son vistas en perspectiva y se deben aplicar los principios de la geometría de la perspectiva para preparar mapas a partir de ellas. La figura 27.6 ilustra la geometría de una fotografía vertical tomada en la estación de exposición $\mathbf{L}$. La fotografía, considerada una copia positiva por contacto, es una inversión exacta de 180° del negativo. El positivo que se muestra en la figura 27.6 se utiliza para desarrollar ecuaciones fotogramétricas en secciones posteriores.

La distancia oL (Figura 27.6) es la distancia focal de la cámara. El sistema de ejes de referencia ***x*** e ***y*** para medir las coordenadas fotográficas de las imágenes se define mediante líneas rectas que unen las marcas fiduciales opuestas que se muestran en el positivo de la Figura 27.6. El eje ***x***, designado arbitrariamente como la línea más paralela a la dirección de vuelo, es positivo en dicha dirección. El eje ***y*** positivo se encuentra a 90° en sentido antihorario del eje ***x*** positivo.

Figura 27.5
Fotografía aérea oblicua baja que muestra la capital del estado y el centro de Madison, Wisconsin. (Cortesía del Departamento de Transporte del Estado de Wisconsin).

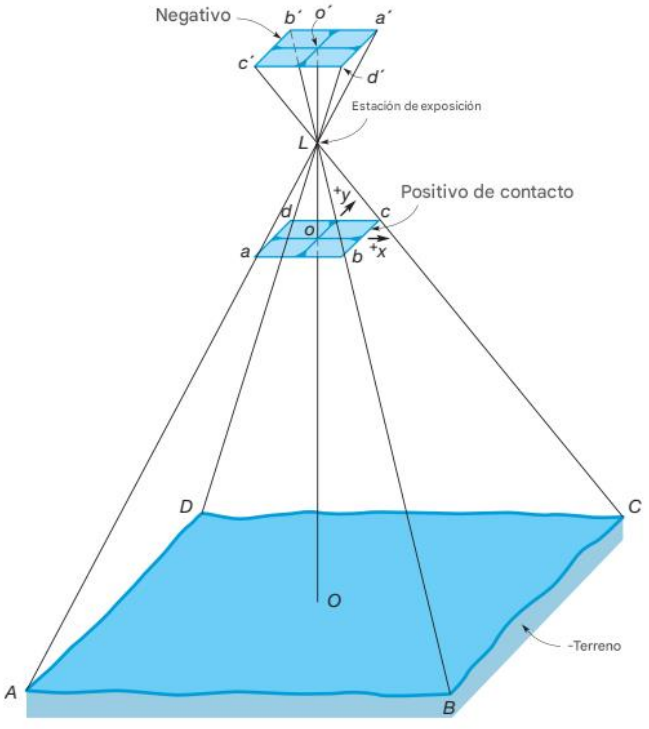


Figura 27.6
Geometría de una fotografía aérea vertical.

Las fotografías verticales para el mapeo topográfico se toman en franjas, que normalmente se extienden longitudinalmente sobre el área a cubrir. Las franjas o líneas de vuelo generalmente tienen una superposición lateral (superposición de líneas de vuelo adyacentes) de aproximadamente el 30%. La superposición final (superposición de fotografías adyacentes en la misma línea de vuelo) suele ser de aproximadamente el 60 ± 5%. Las figuras 27.18a y b ilustran la superposición final y la superposición lateral. Una superposición final del 50% o más es necesaria para asegurar que todos los puntos del terreno aparecerán en al menos dos fotografías y que algunos aparecerán en tres. Las imágenes comunes a tres fotografías permiten que la aerotriangulación extienda o densifique el control a través de una franja o bloque de fotografías utilizando sólo un control existente mínimo.

■ 27.6 ESCALA DE UNA FOTOGRAFÍA VERTICAL

La escala se interpreta normalmente como la relación de una distancia en un mapa con esa misma longitud en el terreno. En un mapa es uniforme en todo momento porque un mapa es una proyección ortográfica. La escala de una fotografía vertical es la relación de una distancia de la foto con la distancia correspondiente en el terreno. Dado que una fotografía es una vista en perspectiva, la escala varía de un punto a otro con las variaciones en la elevación del terreno. En la Figura 27.7, $\boldsymbol{L}$ es la estación de exposición de una fotografía vertical tomada a una altitud $\boldsymbol{H}$ sobre el nivel de referencia. La distancia focal de la cámara es f y o es la distancia focal de la fotografía al punto principal. Los puntos A, B, C y D, que se encuentran a elevaciones sobre el nivel de referencia de $h_A, h_B, h_C,$ y h_D, respectivamente, se proyectan en la fotografía en $a, b, c,$ y d. La escala en cualquier punto se puede expresar en términos de su elevación, la distancia focal de la cámara y la altura de vuelo sobre el nivel del datum.

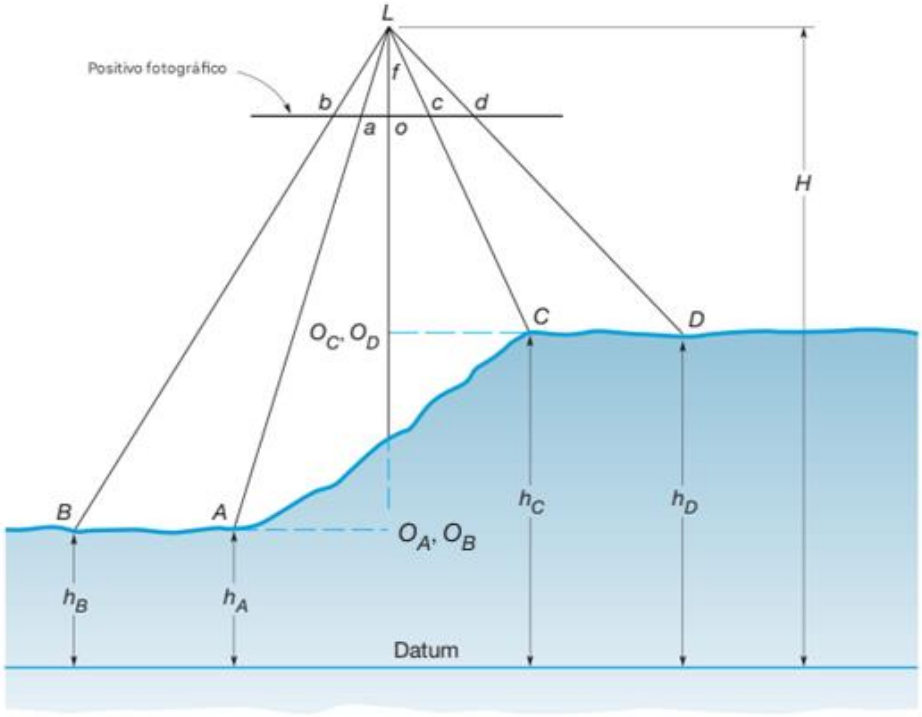


Figura 27.7
Escala de una fotografía vertical

A partir de la Figura 27.7, a partir de triángulos semejantes Lab y LAB, se puede escribir la siguiente expresión:

$$\frac{ab}{AB} = \frac{La}{LA} \qquad \text{(a)}$$

Asimismo, a partir de triángulos semejantes Loa y LOA, se obtiene una expresión similar:

$$\frac{La}{LA} = \frac{f}{H - h_A} \qquad \textbf{(b)}$$

Igualando (a) y (b), reconociendo que ab/AB es igual a la escala de la foto en A y B, y considerando que AB es infinitesimalmente corto, la ecuación para la escala en A es

$$S_A = \frac{f}{H - h_A} \qquad \textbf{(c)}$$

Las escalas en B, C y D pueden expresarse de manera similar como $S_B = f/(H - h_B)$, $S_C = f/(H - h_C)$, y $S_D = f/(H - h_D)$. Es evidente a partir de estas relaciones que la escala fotográfica aumenta a mayores elevaciones y disminuye a menores. Este concepto se observa gráficamente en la Figura 27.7, donde las longitudes terrestres AB y CD son iguales, pero las distancias fotográficas *ab* y *cd* no lo son, siendo *cd* más larga y a mayor escala que ab debido a la mayor elevación de CD. En general, al omitir los subíndices, la escala S en cualquier punto cuya elevación sobre el nivel de referencia sea *h* puede expresarse como

$$S = \frac{f}{H - h} \qquad \textbf{(27.1)}$$

donde S es la escala en cualquier punto de una fotografía vertical, f es la distancia focal de la cámara, H la altura de vuelo sobre el nivel de referencia y *h* la elevación del punto. El uso de una escala fotográfica promedio es frecuentemente deseable, pero debe aceptarse con precaución como una aproximación. Para cualquier fotografía vertical tomada de un terreno cuya elevación promedio sobre el nivel de referencia sea $h_{\text{prom.}}$, la escala promedio $S_{\text{prom.}}$ es

$$S_{\text{prom.}} = \frac{f}{H - h_{\text{prom.}}} \qquad \textbf{(27.2)}$$

■ Ejemplo 27.1

La fotografía vertical de la Figura 27.7 se tomó con una cámara de 6 pulgadas de distancia focal a una altura de vuelo de 10.000 pies sobre el nivel de referencia. (a) ¿Cuál es la escala de la foto en el punto a si la elevación del punto A en el suelo es de 2.500 pies sobre el nivel de referencia? (b) Para esta foto, si el terreno promedio está a 4.000 pies sobre el nivel de referencia, ¿cuál es la escala promedio de la foto?

Solución

(a) De la ecuación (27.1),

$$S_A = \frac{f}{H - h_A} = \frac{6 \text{ pulg.}}{10.000 - 2.500} = \frac{1 \text{ pulg.}}{1.250 \text{ pies}} = 1{:}15.000$$

(b) De la ecuación (27.2),

$$S_{\text{prom.}} = \frac{f}{H - h_{\text{prom.}}} = \frac{6 \text{ pulg.}}{10.000 - 4.000} = \frac{1 \text{ pulg.}}{1000 \text{ pies}} = 1{:}12.000$$

La escala de una fotografía se puede determinar si se dispone de un mapa de la misma zona. Este método no requiere conocer la distancia focal ni la altura de vuelo. Basta con medir la distancia fotográfica entre dos puntos bien definidos que también sean identificables en el mapa. La escala de la foto se calcula a partir de la ecuación.

$$\text{escala de la foto} = \frac{\text{distancia de la foto}}{\text{distancia del mapa}} \times \text{escala del mapa} \qquad (27.3)$$

Al usar la ecuación (27.3), las distancias deben estar en las mismas unidades, y la respuesta es la escala en la elevación promedio de los dos puntos utilizados.

■ Ejemplo 27.2

En una fotografía vertical, la longitud de una pista de aeropuerto mide 4,24 pulgadas. En un mapa trazado a una escala de 1:9600, se extiende 7,92 pulgadas. ¿Cuál es la escala de la foto en la elevación de la pista?

Solución

A partir de la ecuación (27.3),

$$S = \frac{4{,}24}{7{,}92}\left(\frac{1}{9600}\right) = \frac{1}{17.900} \text{ or } 1 \text{ in.} = 1490 \text{ pies}$$

La escala de una fotografía también se puede calcular fácilmente si aparecen en ella líneas cuyas longitudes son de conocimiento común. Se pueden medir en la fotografía líneas de sección, un campo de fútbol o béisbol, etc., y determinar una escala aproximada a esa elevación como la relación entre la distancia medida en la foto y la longitud conocida del terreno. Conociendo una escala fotográfica aproximada, se pueden realizar determinaciones aproximadas de las longitudes de las líneas que aparecen en la foto.

■ Ejemplo 27.3

En una determinada fotografía aérea vertical, se muestra una línea de sección (que se supone tiene una longitud de 5.280 pies). Su longitud fotográfica es de 3,32 pulgadas. En esta misma foto, una parcela rectangular de terreno mide 1,74 por 0,83 pulgadas. Calcule las dimensiones aproximadas del terreno de la parcela y su superficie.

Solución 1.

Escala fotográfica aproximada

$$\frac{3{,}32}{5280} = \frac{1 \text{ pulg.}}{1590 \text{ pies}} \text{ ó } 1 \text{ pulg.} = 1590 \text{ pies}$$

2. Dimensiones y superficie de la parcela:

$$\text{largo} = 1590(1{,}74) = 2770 \text{ pies}$$

$$\text{ancho} = 1590(0{,}83) = 1320 \text{ pies}$$

$$\text{área} = \frac{2770(1320)}{43.560} = 84 \text{ acres}$$

■ 27.7 COORDENADAS DEL TERRENO A PARTIR DE UNA SOLA FOTOGRAFÍA VERTICAL

Las coordenadas del terreno de los puntos cuyas imágenes aparecen en una fotografía vertical se pueden determinar con respecto a un sistema de ejes del terreno arbitrario. Los ejes del terreno X e Y arbitrarios están en los mismos planos verticales que los ejes ***x*** e ***y*** fotográficos, respectivamente, y el origen del sistema está en el plano de referencia verticalmente debajo de la estación de exposición. Las coordenadas del terreno de los puntos determinados de esta manera se utilizan para calcular distancias horizontales, ángulos horizontales y áreas. La figura 27.8 ilustra una fotografía vertical tomada a una altura de vuelo **H** sobre el plano de referencia. Las imágenes a y b de los puntos del

terreno A y B aparecen en la fotografía. Las coordenadas fotográficas medidas son x_a, y_a, x_b e y_b; las coordenadas del terreno son X_A, Y_A, X_B e Y_B. A partir de triángulos semejantes LO_AA' y Loa',

$$\frac{oa'}{O_AA'} = \frac{f}{H - h_A} = \frac{x_a}{X_A}$$

Entonces

$$X_A = \frac{(H - h_A)x_a}{f} \qquad \textbf{(27.4)}$$

También de triángulos semejantes $LA'A$ y $La'a$.

$$\frac{a'a}{A'A} = \frac{f}{H - h_A} = \frac{y_a}{Y_A}$$

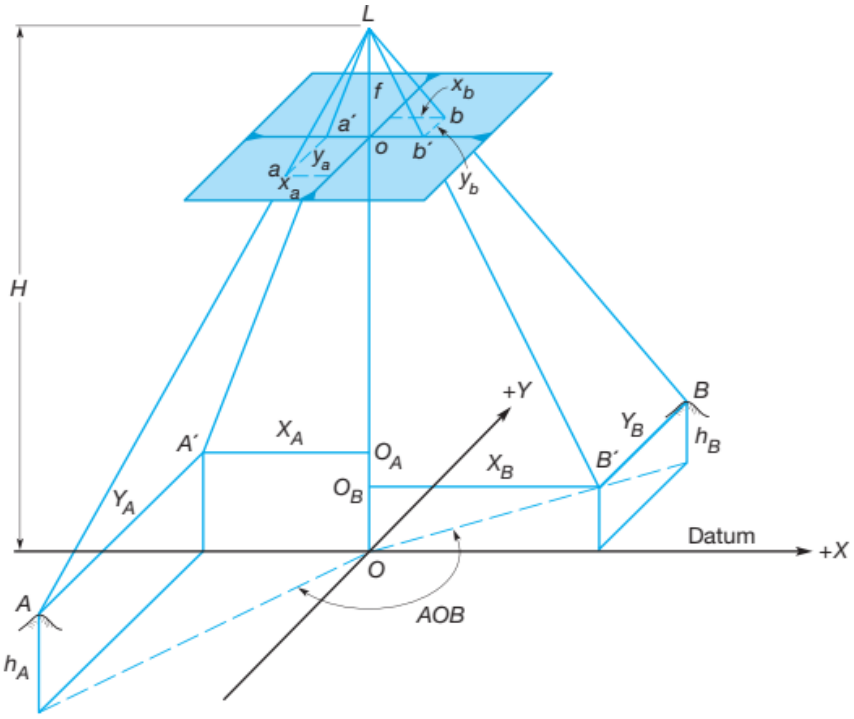


Figura 27.8
Coordenadas terrestres a partir de una fotografía vertical.

Y

$$Y_A = \frac{(H - h_A)y_a}{f} \qquad \textbf{(27.5)}$$

En forma similar

$$X_B = \frac{(H - h_B)x_b}{f} \qquad \textbf{(27.6)}$$

$$Y_B = \frac{(H - h_B)y_b}{f} \qquad \textbf{(27.7)}$$

Nótese que las ecuaciones (27.4) a (27.7) requieren las elevaciones de los puntos h_A y h_B para su solución. Estas se toman normalmente de mapas de curvas de nivel existentes o se pueden obtener mediante nivelación diferencial o trigonométrica. A partir de las coordenadas X e Y de los puntos A y B, se puede calcular la longitud horizontal de la línea AB usando la ecuación (14.4). Si se calculan las coordenadas X e Y de todas las esquinas de una parcela de esta manera, el área de la parcela se puede determinar a partir de esas coordenadas mediante el método descrito en el Capítulo 12. La ventaja de calcular longitudes y áreas mediante fórmulas de coordenadas, en lugar de mediante la escala promedio como en el Ejemplo 27.3, es una mayor precisión en los resultados porque las diferencias de elevación, que hacen que la escala de la foto varíe, se tienen en cuenta de manera más rigurosa.

■ 27.8 DESPLAZAMIENTO POR RELIEVE EN UNA FOTOGRAFÍA VERTICAL

El desplazamiento por relieve en una fotografía vertical es el desplazamiento o movimiento de una imagen desde su ubicación de referencia teórica causado por el relieve del objeto, es decir, su elevación por encima o por debajo de la referencia. El desplazamiento por relieve en una fotografía vertical ocurre a lo largo de líneas radiales desde el punto principal y aumenta en magnitud con una mayor distancia desde el punto principal a la imagen. El concepto de desplazamiento por relieve en una fotografía vertical tomada desde una altura de vuelo H sobre la referencia se ilustra en la Figura 27.9, donde la distancia focal de la cámara es f y o es el punto principal. Los puntos B y C son la base y la parte superior, respectivamente, de un poste con imágenes en *b* y *c* en la fotografía. A es un punto imaginario en el plano de referencia verticalmente debajo de B con la posición imaginaria correspondiente a en la fotografía. La distancia *ab* en la fotografía es el desplazamiento de la imagen debido a h_B, la elevación de B sobre la referencia, y bc es el desplazamiento de la imagen debido a la altura del poste. A partir de triángulos semejantes de la Figura 27.9, se formula una expresión para el desplazamiento de alivio. Primero, a partir de los triángulos LO_AA y Loa,

$$\frac{r_a}{R} = \frac{f}{H}$$

y reorganizando.

$$r_a H = fR$$

(d)

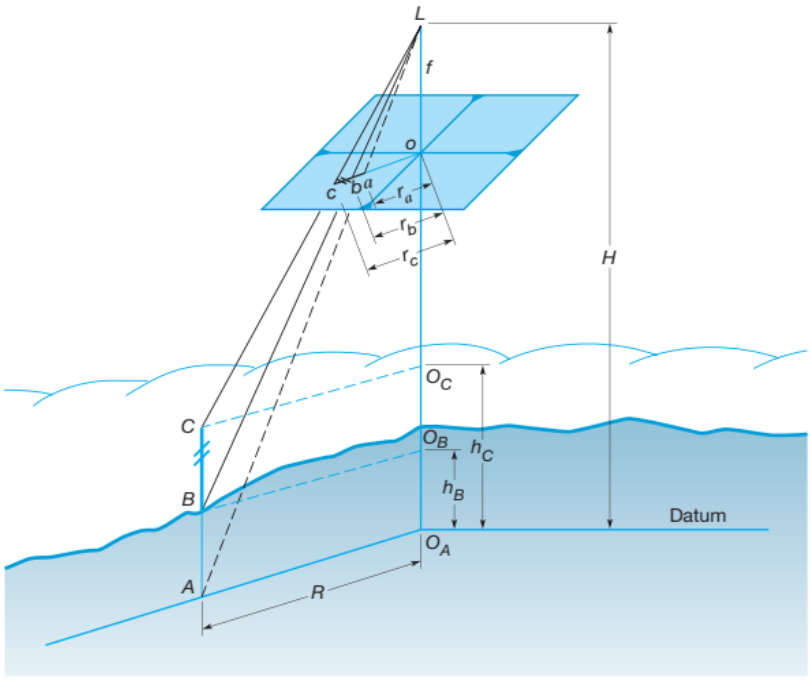


Figura 27.9
Desplazamiento del relieve en una fotografía vertical.

También de triángulos semejantes LO_BB y Lob,

$$\frac{r_b}{R} = \frac{f}{H - h_B} \quad \text{or} \quad r_b(H - h_B) = fR \qquad \textbf{(e)}$$

Igualando (d) y (e),

$$r_a H = r_b(H - h_B)$$

y reorganizando,

$$r_b - r_a = \frac{r_b h_B}{H}$$

Si $d_b = r_b - r_a$ es el desplazamiento de relieve de la imagen *b*, entonces $d_b = r_b h_b / H$. Eliminando los subíndices, la ecuación se puede escribir en términos generales como

$$d = \frac{rh}{H} \qquad \textbf{(27.8)}$$

donde *d* es el desplazamiento del relieve, *r* la distancia radial de la foto desde el punto principal hasta la imagen del punto desplazado, *h* la altura sobre el datum del punto desplazado y H la altura de vuelo sobre ese mismo datum.

La ecuación (27.8) se puede utilizar para ubicar las posiciones fotográficas de referencia de las imágenes en una fotografía vertical. Los ángulos horizontales reales se pueden escalar directamente a partir de las imágenes de referencia, y si se conoce la escala de la foto en la referencia, se pueden medir directamente las longitudes horizontales reales de las líneas. La posición de referencia se ubica escalando el desplazamiento de relieve calculado *d* de un punto a lo largo de una línea radial hasta el punto principal (hacia adentro para un punto cuya elevación está por encima de la referencia). La ecuación (27.8) también se puede aplicar para calcular alturas de objetos verticales como edificios, campanarios de iglesias, torres de radio, árboles y postes de electricidad. Para determinar las alturas usando la ecuación, deben ser visibles imágenes tanto de la parte superior como de la inferior del objeto.

■ Ejemplo

27.4 En la Figura 27.9, la distancia radial r_b a la imagen de la base del poste es de 75,23 mm, y la distancia radial r_c a la imagen de su parte superior es de 76,45 mm. La altura de vuelo H es de 4000 pies sobre el datum, y la elevación de B es de 450 pies. ¿Cuál es la altura del poste?

Solución

El desplazamiento de alivio es r_c — r_b — 76,45 – 75,23 = 1,22 mm. Seleccionando un datum en la base del poste y aplicando la Ecuación (27.8),

$$d = \frac{rh}{H} \text{ so } 1{,}22 = \frac{76{,}45h}{4000 - 450}$$

Entonces

$$h = \frac{3550 \times 1{,}22}{76{,}45} = 56{,}6 \text{ pies}$$

La ecuación de desplazamiento del relieve es particularmente valiosa para los intérpretes de fotografías, quienes generalmente se interesan en las alturas relativas más que en las elevaciones absolutas. La figura 27.4 ilustra claramente los desplazamientos del relieve. Esta fotografía vertical muestra el desplazamiento de un depósito de agua

en la parte central derecha de la composición. Este desplazamiento, al igual que el de otros edificios en la fotografía, se produce radialmente hacia afuera desde el punto principal.

■ 27.9 ALTURA DE VUELO DE UNA FOTOGRAFÍA VERTICAL

De las secciones anteriores se desprende que la altura de vuelo sobre el nivel de referencia es un parámetro importante para resolver las ecuaciones básicas de fotogrametría. Para cálculos aproximados, las alturas de vuelo pueden obtenerse a partir de lecturas de altímetro, si están disponibles. También se puede obtener una H aproximada utilizando la ecuación (27.1) si aparece una línea de longitud conocida en una fotografía.

■ Ejemplo 27.5

La longitud de una línea de sección (conocida como 5280 pies) se mide en una fotografía vertical como 4,15 pulgadas. Halle la altura de vuelo aproximada sobre el terreno si f = 6 pulgadas.

Solución

Suponiendo que el datum está a la elevación de la línea de sección, la ecuación (27.1) se reduce a

$$\text{escala} = \frac{f}{H} \quad \text{y} \quad \frac{4{,}15}{5280} = \frac{6}{H}$$

De la cual

$$H = \frac{5280(6)}{4{,}15} = 7630 \text{ pies por encima del terreno}$$

Si las imágenes de dos puntos de control terrestre *a* y *b* aparecen en una fotografía vertical, la altura de vuelo se puede determinar con mayor precisión a partir del teorema de Pitágoras.

$$L^2 = (X_B - X_A)^2 + (Y_B - Y_A)^2$$

Sustituyendo las ecuaciones (27.4) a (27.7) en la expresión anterior.

$$L^2 = \left[\frac{(H - h_B)x_b - (H - h_A)x_a}{f}\right]^2 + \left[\frac{(H - h_B)y_b - (H - h_A)y_a}{f}\right]^2 \qquad (27.9)$$

donde *L* es la longitud horizontal de la línea de tierra AB, *H* la altura de vuelo sobre el nivel de referencia, h_A y h_B las elevaciones de los puntos de control sobre el nivel de referencia, y ***x*** e ***y*** las coordenadas fotográficas medidas de los puntos de control. En la ecuación (27.9), todas las variables, excepto H, son conocidas. Por lo tanto, se puede encontrar una solución directa para la altura de vuelo desconocida. La ecuación es cuadrática, por lo que hay dos soluciones, pero la incorrecta será obvia y se puede descartar.

■ 27.10 PARALAJE ESTEREOSCÓPICO

El paralaje se define como el desplazamiento aparente de la posición de un objeto con respecto a un marco de referencia debido a un cambio en el punto de observación. Por ejemplo, una persona que mira a través del visor de una cámara aérea en una aeronave mientras avanza ve imágenes de objetos que se mueven a través del campo de visión. Este movimiento aparente (paralaje) se debe al cambio de ubicación del observador. Al usar el formato de la cámara como marco de referencia, se puede ver que existe paralaje para todas las imágenes que aparecen en fotografías sucesivas debido al movimiento hacia adelante entre exposiciones. Los puntos más cercanos a la cámara

(de mayor elevación) parecerán moverse más rápido y tendrán paralajes mayores que los más bajos. Para un solapamiento del 60%, el paralaje de las imágenes en fotografías sucesivas debería ser, en promedio, aproximadamente el 40% del ancho del plano focal. El paralaje de un punto es función de su relieve y, por lo tanto, medirlo proporciona un medio para calcular elevaciones. También es posible calcular las coordenadas terrestres X e Y a partir del paralaje.

El movimiento de una imagen a través del plano focal entre exposiciones sucesivas se produce en una línea paralela a la dirección de vuelo. Por lo tanto, para medir la paralaje, primero se debe establecer esa dirección. Para un par de fotos superpuestas, esto se hace localizando las posiciones de los puntos principales y los puntos principales correspondientes (es decir, los puntos principales transferidos a sus lugares en el área de superposición de la otra foto). Una línea trazada en cada impresión a través de estos puntos define la dirección de vuelo. También sirve como eje fotográfico ***x*** para la medición de la paralaje. El eje ***y*** para realizar mediciones de paralaje se traza perpendicular a la línea de vuelo que pasa por el punto principal de cada foto. La coordenada ***x*** de un punto se escala en cada fotografía con respecto a los ejes así construidos y la paralaje del punto se calcula a partir de la expresión

$$p = x - x_1 \qquad \textbf{(27.10)}$$

Las coordenadas fotográficas x y x_1 se miden en las impresiones izquierda y derecha, respectivamente, teniendo en cuenta los signos algebraicos. La figura 27.10 ilustra un par de fotografías verticales superpuestas expuestas a alturas de vuelo *H* iguales sobre el nivel de referencia. La distancia entre las estaciones de exposición L y L_1 se denomina *B*, la base aérea. La figura insertada muestra las dos estaciones de exposición,

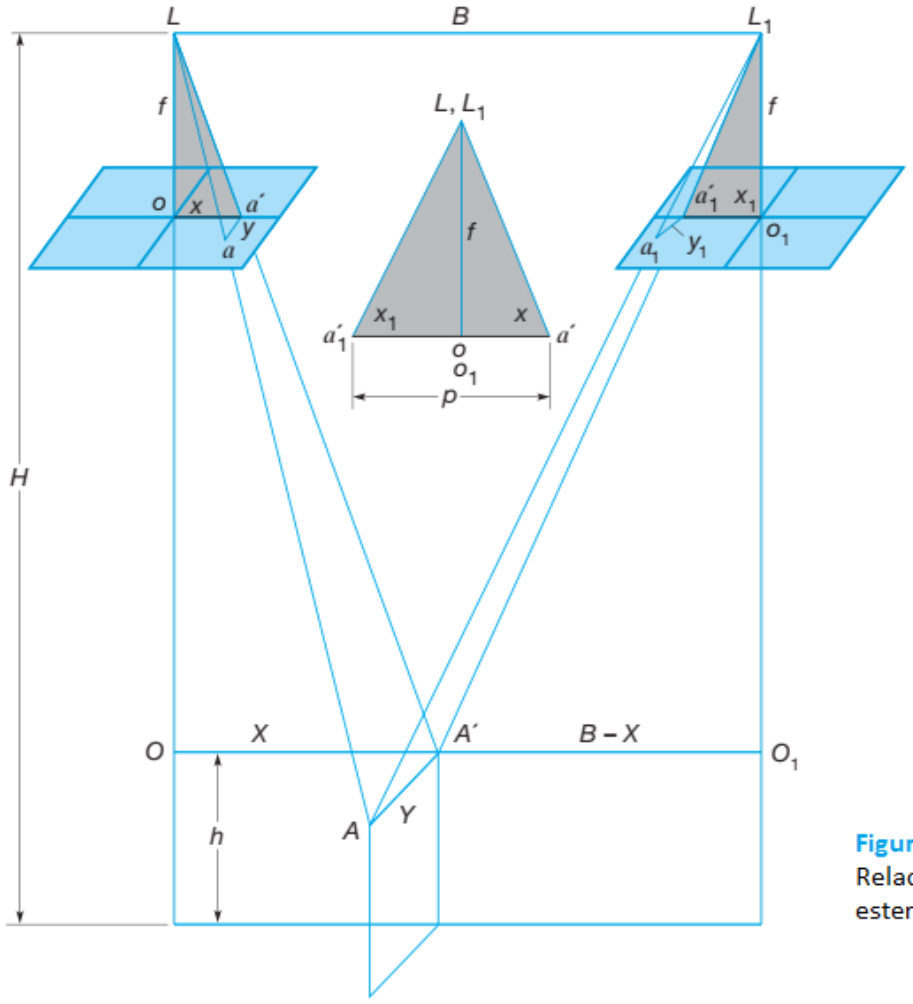


Figura 27.10
Relaciones de paralaje estereoscópico.

L y L_1 en superposición para que la semejanza de los triángulos La'_1a' y $LA'L_1$ sea más fácilmente reconocible. Cuando estos dos triángulos semejantes se igualan, se obtienen los resultados.

$$\frac{p}{f} = \frac{B}{H - h}$$

De la cual

$$H - h = \frac{Bf}{p} \qquad \textbf{(27.11)}$$

También de triángulos semejantes LOA' y Loa',

$$X = \frac{x}{f}(H - h) \qquad \textbf{(f)}$$

Sustituyendo la ecuación (27.11) en (f) se obtiene

$$X = \frac{B}{p}x \qquad \textbf{(27.12)}$$

y a partir de los triángulos LAA' y Laa' con la sustitución de la ecuación (27.11) se obtiene

$$Y = \frac{B}{p}y \qquad \textbf{(27.13)}$$

En las ecuaciones (27.12) y (27.13), X e Y son las coordenadas terrestres de un punto con respecto a un origen verticalmente debajo de la estación de exposición de la fotografía izquierda, donde X positiva coincide con la dirección de vuelo. Y positiva es 90° en sentido antihorario con respecto a X positiva. La paralaje del punto es p, x e y donde *x* e *y* son las coordenadas fotográficas de un punto en la impresión de la izquierda, H es la altura de vuelo sobre el datum, *h* es la elevación del punto sobre el mismo datum y f es la distancia focal del objetivo de la cámara. Las ecuaciones (27.11) a (27.13), comúnmente llamadas ecuaciones de paralaje, son útiles para calcular longitudes horizontales de líneas y elevaciones de puntos. También proporcionan la base fundamental para el diseño y funcionamiento de instrumentos de trazado estereoscópico.

■ Ejemplo 27.6

Se necesita la longitud de la línea AB y las elevaciones de los puntos A y B, cuyas imágenes aparecen en dos fotografías verticales superpuestas. La altura de vuelo sobre el nivel de referencia era de 4050 pies y la base aérea estaba a 2410 pies. La cámara tenía una distancia focal de 6 pulgadas. Las coordenadas fotográficas medidas (en pulgadas) en la imagen de la izquierda son $x_a = 2{,}10,\ x_b = 3{,}50,\ y_a = 2{,}00,$ y $y_b = -1{,}05$; en la imagen de la derecha, $x_{1a} = -2{,}25$ y $x_{1b} = -1{,}17.$

Solución

De la Ecuación (27.10),

$$p_a = x_a - x_{1a} = 2{,}10 - (-2{,}25) = 4{,}35 \text{ pulg.}$$

$$p_b = x_b - x_{1b} = 3{,}50 - (-1{,}17) = 4{,}67 \text{ pulg.}$$

Por las Ecuaciones (27.12) y (27.13),

$$X_A = \frac{B}{p_a} x_a = \frac{2410(2{,}10)}{4{,}35} = 1160 \text{ pies}$$

$$X_B = \frac{2410(3{,}50)}{4{,}67} = 1810 \text{ pies}$$

$$Y_A = \frac{B}{p_a} y_a = \frac{2410(2{,}00)}{4{,}35} = 1110 \text{ pies}$$

$$Y_B = \frac{2410(-1{,}05)}{4{,}67} = -542 \text{ pies}$$

De la Ecuación (11.4), largo AB es

$$AB = \sqrt{(1810 - 1160)^2 + (-542 - 1110)^2} = 1780 \text{ pies}$$

De la Ecuación (27.11), las elevaciones de A y B son

$$h_A = H - \frac{Bf}{p_a} = 4050 - \frac{2410(6)}{4{,}35} = 726 \text{ pies}$$

$$h_B = H - \frac{Bf}{p_b} = 4050 - \frac{2410(6)}{4{,}67} = 954 \text{ pies}$$

■ 27.11 VISIÓN ESTEREOSCÓPICA

El término visión estereoscópica significa ver un objeto en tres dimensiones. Este es un proceso que requiere visión binocular normal (con ambos ojos). En la Figura 27.11, los dos ojos, L y R, están separados por una distancia ***b*** llamada base del ojo. Cuando los ojos se enfocan en el punto A, sus ejes ópticos convergen para formar un ángulo ϕ_1, al apuntar a B, se produce ϕ_2. Los ángulos ϕ_1 y ϕ_2 se denominan ángulos paralácticos y el cerebro asocia con ellos las distancias d_A y d_B. La profundidad $d_B - d_A$ del objeto se percibe a partir de la comparación inconsciente que hace el cerebro de estos ángulos paralácticos. Si se toman dos fotografías del mismo sujeto desde dos perspectivas o estaciones de cámara diferentes, la impresión izquierda vista con el ojo izquierdo y simultáneamente la impresión derecha vista con el ojo derecho, se obtiene una impresión mental de un modelo tridimensional. En la visión estereoscópica normal (sin usar fotografías), la base del ojo da una impresión real de los ángulos paralácticos. Al observar fotografías aéreas estereoscópicamente, el espaciado de las estaciones de exposición simula una base del ojo, de modo que el observador ve ángulos paralácticos comparables a tener un ojo en cada una de las dos estaciones de exposición. Esto provoca que la escala vertical del modelo tridimensional parezca mayor que su escala horizontal; es decir, los objetos se perciben como demasiado altos. Esta condición preocupa a los intérpretes de fotografías, quienes a menudo estiman las alturas de los objetos y las pendientes de las superficies al observar fotografías aéreas estereoscópicamente. La cantidad de exageración vertical varía con el porcentaje de superposición de extremos y las dimensiones del formato y la distancia focal de la cámara. Se obtiene un factor de aproximadamente 4 si la superposición de extremos es del 60 % y la cámara tiene un formato de 9 pulgadas (23 cm) con una distancia focal de 6 pulgadas (152 mm). El estereoscopio que se muestra en la Figura 27.12 permite observar fotografías estereoscópicamente al permitir que los ojos izquierdo y derecho enfoquen cómodamente en el lado izquierdo y el derecho se obtienen las impresiones correctas, respectivamente, asumiendo que se ha realizado la orientación adecuada del par de fotografías superpuestas bajo el instrumento. La orientación correcta requiere que las dos

fotografías se dispongan en el mismo orden en que se tomaron, con el estereoscopio ajustado de manera que la línea que une los centros de sus lentes sea paralela a la dirección de vuelo. El espaciado entre las impresiones se varía, manteniendo cuidadosamente este paralelismo, hasta obtener una vista tridimensional nítida (modelo estereoscópico).

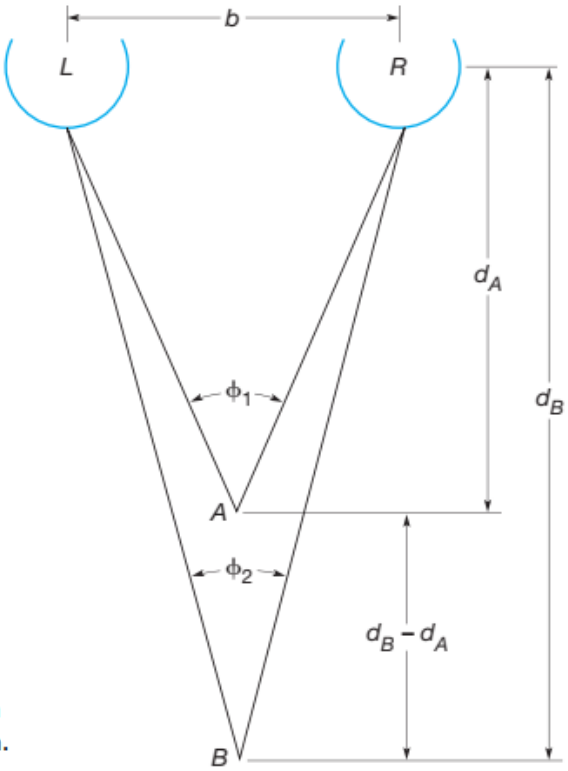


Figura 27.11
Ángulos paralácticos en la visión estereoscópica.

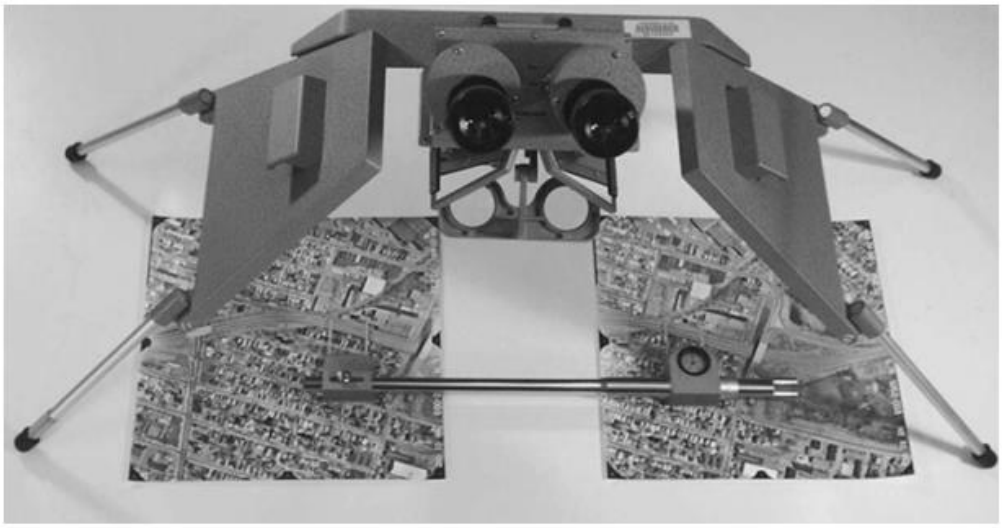


Figura 27.12
Estereoscopio de espejo plegable con barra de paralaje.

■ 27.12 MEDICIÓN ESTEREOSCÓPICA DE LA PARALAJE

La paralaje de un punto se puede medir mediante visión estereoscópica, con la ventaja de la rapidez y, gracias al uso de la visión binocular, una mayor precisión. Al observar a través de un estereoscopio, imagine que dos pequeñas marcas idénticas grabadas en láminas de vidrio transparente, llamadas medias marcas, se superponen a cada fotografía. El observador ve simultáneamente una marca con el ojo izquierdo y la otra con el derecho. A continuación, se desplazan las posiciones de las marcas hasta que parecen fusionarse en una sola que se sitúa a cierta altura. La

altura de la marca varía o «flota» al variar el espaciado de las medias marcas; por ello, se denomina marca flotante. La figura 27.13 demuestra este principio y también ilustra que la marca flotante se puede colocar con precisión en puntos específicos como *A, B* y *C*, situando las medias marcas (pequeños puntos negros) en ***a y a', b y b', y c y c'***, respectivamente. Basándose en el principio de la marca flotante, la paralaje de los puntos se observa estereoscópicamente con una barra de paralaje, como se muestra debajo del estereoscopio en la Figura 27.12. Es simplemente una barra a la que se fijan dos medias marcas. La marca derecha se puede mover con respecto a la izquierda girando un tornillo micrométrico para registrar el desplazamiento en un dial. Cuando la marca flotante parece reposar sobre un punto se toma la lectura del micrómetro y se suma a la constante de configuración de la barra de paralaje para obtener el paralaje.

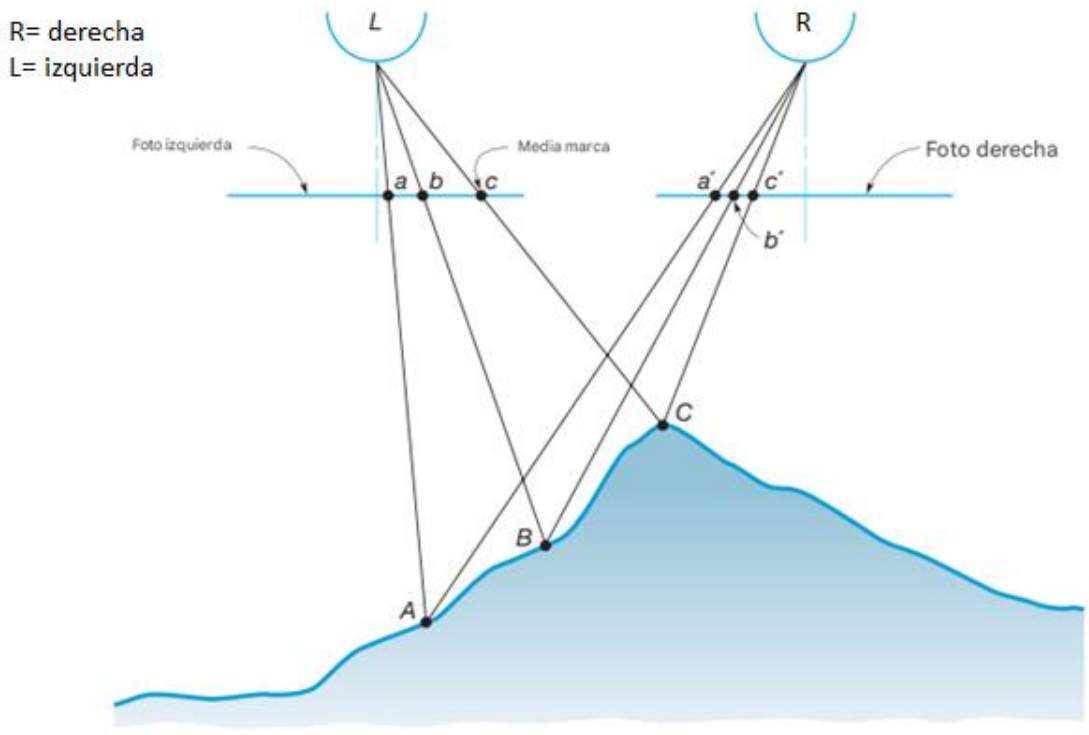


Figura 27.13
Principio de la marca flotante

Cuando se utiliza una barra de paralaje, dos fotografías superpuestas se orientan correctamente para su visualización bajo un estereoscopio de espejo y se fijan de forma segura entre sí mediante cinta adhesiva. La constante de la barra de paralaje para la configuración se determina midiendo las coordenadas de la foto para un punto discreto y aplicando la ecuación (27.10) para obtener su paralaje. La marca flotante se coloca en el mismo punto, se lee el micrómetro y se encuentra la constante para la configuración mediante

$$C = p - r \qquad (27.14)$$

donde ***C*** es la constante de configuración de la barra de paralaje, ***p*** el paralaje de un punto determinado por la ecuación (27.10), y ***r*** la lectura del micrómetro obtenida con la marca flotante colocada en ese mismo punto. Una vez determinada la constante, el paralaje de cualquier otro punto se puede calcular sumando su lectura del micrómetro a la constante. Por lo tanto, una sola medición proporciona el paralaje de un punto. Cada vez que se orienta otro par de fotos para mediciones de paralaje, se debe determinar una nueva constante de configuración de la barra de paralaje. Una ventaja importante del método estereoscópico es que se pueden determinar los paralajes de puntos no discretos. Así, las elevaciones de cimas de colinas, depresiones, etc., en campos se pueden calcular utilizando la ecuación (27.11), aunque sus coordenadas ***x*** no se puedan medir para usarlas en la ecuación (27.10).

■ 27.1 3 FOTOGRAMETRÍA ANALÍTICA

La fotogrametría analítica implica el cálculo matemático riguroso de las coordenadas terrestres de puntos mediante computadoras. Los datos de entrada consisten en parámetros de la cámara (es decir, la distancia focal del objetivo,

sus características de distorsión y la ubicación del punto principal); coordenadas fotográficas observadas de las imágenes de todos los puntos cuyas coordenadas terrestres se van a determinar, así como las de un número limitado de puntos de control terrestres bien distribuidos; y las coordenadas terrestres de los puntos de control. Las coordenadas fotográficas se miden con respecto al sistema de coordenadas ilustrado en la Figura 27.6. Se utilizan instrumentos extremadamente precisos llamados comparadores y los valores se registran al micrómetro más cercano. A diferencia de los métodos elementales presentados en secciones anteriores de este capítulo que asumen fotografías verticales y alturas de vuelo iguales, la fotogrametría analítica tiene en cuenta rigurosamente estas variaciones. La fotogrametría analítica generalmente implica la formación de sistemas grandes y bastante complejos de ecuaciones redundantes, que luego se resuelven utilizando el método de mínimos cuadrados. Los conceptos existen desde hace muchos años, pero no fue hasta la llegada de las computadoras que los procedimientos se volvieron prácticos. La formulación de las ecuaciones utilizadas en fotogrametría analítica está fuera del alcance de este texto, pero los estudiantes interesados pueden encontrar sus derivaciones e ilustraciones de su uso en libros de texto especializados en fotogrametría.1

*1 *Véase Wolf, P. R. y B. A. Dewitt, "Elements of Photogrammetry: With Applications in GIS", 3.ª ed., 2000. McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York.*

Como se mencionó anteriormente, la precisión que se puede lograr con la fotogrametría analítica es muy alta y se expresa frecuentemente como una relación con la altura de vuelo de la fotografía utilizada. Habitualmente se obtienen precisiones de entre 1/10000 y 1/15000 de la altura de vuelo sobre el suelo en las coordenadas X, Y y Z calculadas. Por lo tanto, para fotografías tomadas desde 6000 pies sobre el suelo, se pueden esperar coordenadas con una precisión de entre ± 0,4 y 0,6 pies. La fotogrametría analítica constituye la base de los estereoplotters de copia digital, que se analizan en la siguiente sección.

■ 27.14 INSTRUMENTOS DE TRAZADO ESTEREOSCÓPICO

Los instrumentos de trazado estereoscópico, también llamados simplemente estereoplotters, son dispositivos diseñados para proporcionar soluciones precisas para las coordenadas X, Y y Z del espacio objeto de puntos a partir de sus ubicaciones de imagen correspondientes en pares de fotografías superpuestas. El hecho de que las fotos puedan contener diferentes grados de inclinación y tener diferentes alturas de vuelo no tiene importancia, ya que estos instrumentos consideran rigurosamente la posición y orientación de la cámara para cada exposición. Los estereoplotters se utilizan para tomar secciones transversales, registrar modelos digitales de elevación, compilar mapas topográficos y generar otros tipos de información topográfica espacialmente relacionada a partir de fotografías aéreas superpuestas. Los estereoplotters se pueden clasificar en cuatro categorías diferentes:

(1) proyección óptica,

(2) proyección mecánica,

(3) analíticos y

(4) sistemas digitales o de "copia blanda".

Independientemente del tipo, todos los instrumentos contienen elementos ópticos y mecánicos, y las versiones más nuevas tienen computadoras integradas o con interfaz. Actualmente, sólo se utilizan en la industria los estereoplotters analíticos y de copia blanda. Por esta razón, aquí sólo se tratarán estos dos tipos de estereoplotters. Los lectores pueden consultar ediciones anteriores de este libro para obtener información sobre el otro tipo de plotters.

27.14.1 Conceptos básicos en estereoplotters

La figura 27.14 ilustra los conceptos básicos de diseño de un estereoplotter. En la figura 27.14a, se expone un par de fotografías aéreas superpuestas. Se preparan diapositivas (positivos revelados en película o placas de vidrio) con estándares precisos a partir de los negativos y se colocan en los proyectores del estereoplotter, como se muestra en

la figura 27.14b. Con los diapositivas en su lugar, se proyectan rayos de luz a través de ellos y se ajustan las posiciones y orientaciones de los proyectores hasta que los rayos de las imágenes correspondientes se cruzan por debajo para formar un modelo del área de superposición de las fotografías aéreas. El modelo del terreno se llama estereomodelo y, una vez formado, se puede visualizar, medir y cartografiar. Para llevar a cabo los pasos descritos en el párrafo anterior, es necesario que los estereoplotters incorporen los siguientes componentes:

(1) un sistema de proyección (para proyectar los rayos de luz que crean un modelo estereoscópico),

(2) un sistema de visualización (que permite al operador ver el modelo estereoscópico en tres dimensiones) y

(3) un sistema de medición/trazado (para medir o mapear el modelo estereoscópico).

Los proyectores utilizados en los estereoplotters de proyección óptica funcionan como proyectores de diapositivas convencionales. Sin embargo, son mucho más precisos y se pueden ajustar en orientación angular y posición para recrear las ubicaciones espaciales y las orientaciones de las cámaras aéreas tenían cuando se expusieron las fotos superpuestas.

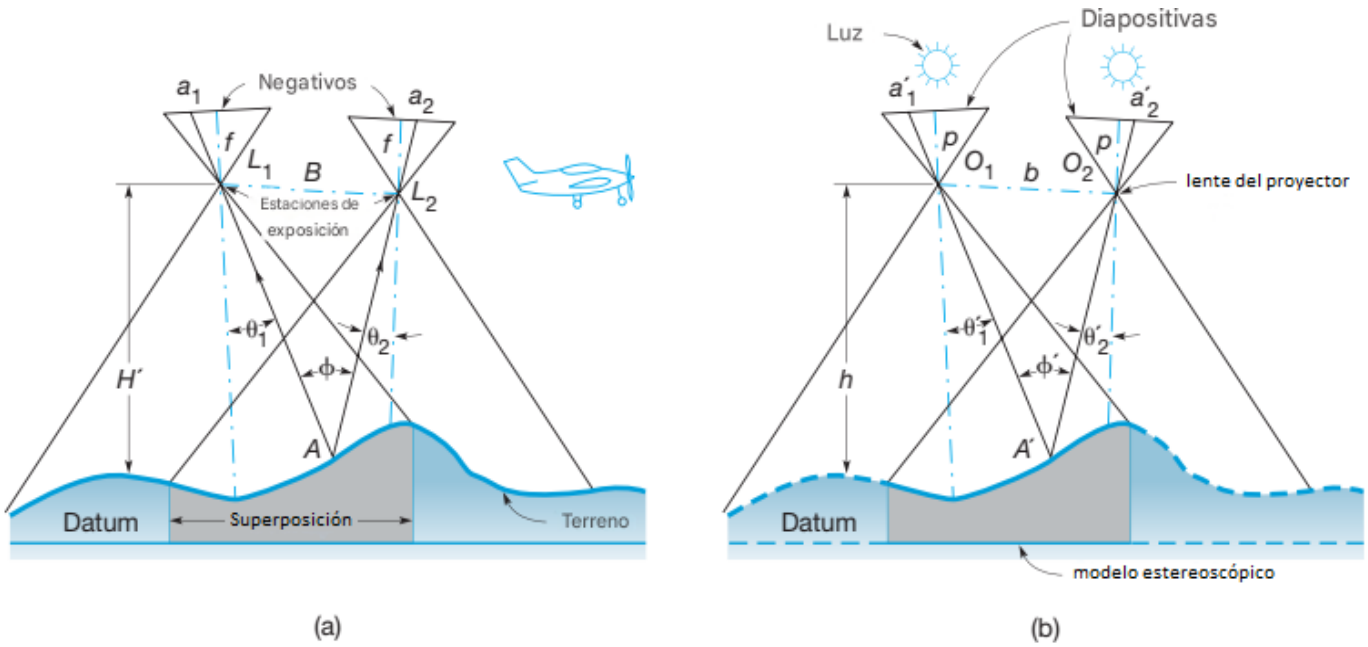


Figura 27.14 Conceptos fundamentales del diseño de instrumentos de trazado estereoscópico: (a) Fotografía aérea; (b) Trazador estereoscópico. (De Elements of Photogrammetry: With Applications in CIS, 3.ª ed., de Paul Wolf y Bon DeWitt. © 2000 The McGraw-Hill Companies, Inc. Reimpreso con permiso).

Esto produce un modelo “verdadero” del terreno en el área de superposición. La escala del modelo estereoscópico se reduce considerablemente y es la relación de la base del modelo (distancia b entre las lentes del proyector) a la base aérea (distancia real B entre las dos estaciones de exposición). Los sistemas de visualización de plóter deben proporcionar una vista estereoscópica y, por lo tanto, deben diseñarse de manera que los ojos izquierdo y derecho vean sólo imágenes proyectadas de las diapositivas izquierdo y derecho correspondientes. Un método para lograr esto es proyectar una imagen con un filtro azul y la otra con un filtro rojo. El operador usa un par de anteojos con lentes azules y rojas correspondientes. Otro método para separar las imágenes izquierda y derecha es proyectarlas en la mitad de la pantalla. El operador debe entonces mirar a través de un sistema de visualización similar a un estereoscopio para restringir que el ojo izquierdo vea sólo la imagen izquierda y el ojo derecho la derecha. Estos sistemas de visualización estereoscópica se denominan método anaglífico. Otros sistemas de visualización se conocen como pasivos y activos. En el sistema de visualización pasiva, las imágenes izquierda y derecha se proyectan con polaridad opuesta. El operador usa gafas polarizadas con la polaridad correspondiente en las lentes, de modo que el ojo izquierdo sólo ve la imagen izquierda y el ojo derecho sólo ve la imagen derecha. Como se muestra en la Figura 27.15, el sistema de visualización activa también proyecta las imágenes izquierda y derecha con polaridad opuesta. Sin embargo, en el sistema activo, las imágenes también se intercambian rápidamente en el sistema de proyección.

Las gafas del operador están sincronizadas de modo que los ojos izquierdo y derecho sólo ven las imágenes izquierda y derecha correspondientes. Un operador de estereoplotter, que se prepara para medir o mapear un modelo estereoscópico, debe pasar por un proceso de orientación de tres etapas que consiste en orientación interna, orientación relativa y orientación absoluta. La orientación interna garantiza que los rayos de luz sean geométricamente correctos, es decir, los ángulos θ_1' y θ_2' de la Figura 27.14(b) (es decir, los ángulos entre los rayos de luz y el eje de la lente) deben ser idénticos a los ángulos correspondientes θ_1' y θ_2', respectivamente, en la Figura 27.14(a) (es decir, los ángulos entre los rayos de luz incidentes y el eje de la cámara).

Figura 27.15 Estación de trabajo fotogramétrica digital para mapeo de realidad virtual. (Cortesía de Cardinal Systems, LLC; www.cardinalsystems.net)

Para ello, es necesario preparar las imágenes digitales siguiendo especificaciones rigurosas y observar con precisión las imágenes de las marcas de referencia. El proceso denominado orientación relativa se completa cuando el ángulo paraláctico ϕ' de la Figura 27.14(b) para cada par de rayos de luz correspondiente sea idéntico a su ángulo paraláctico correspondiente ϕ de la Figura 27.14(a) y se forme un modelo tridimensional perfecto. El modelo se ajusta a la escala requerida haciendo que los rayos de al menos dos, pero preferiblemente tres, puntos de control terrestre se intersequen en sus posiciones conocidas a la escala deseada. Se nivela midiendo las coordenadas de la imagen en un mínimo de tres, pero preferiblemente cuatro, puntos de control terrestre de esquina cuando la marca flotante se coloca sobre ellos. La orientación absoluta es un término que se aplica a los procesos de escalado y nivelación del modelo. Una vez completada la orientación, se puede crear un mapa a partir del modelo, o bien recopilar secciones transversales y otra información espacial. En la cartografía, los detalles planimétricos se localizan primero poniendo la marca flotante en contacto con los objetos del modelo y trazándolos. La posición de los detalles se determina digitalmente y se registra en un archivo de mapa. Las curvas de nivel se trazan observando las posiciones y elevaciones de puntos seleccionados a lo largo del espacio del modelo. Luego se utilizaron procedimientos de forma similar a lo descrito en el apartado 18.14, se crea un modelo digital del terreno. Las curvas de nivel se determinan a partir del modelo triangulado, tal como se explica en el apartado 18.14. Una vez finalizado el mapa digital, se revisa para detectar omisiones y errores, y se verifica sobre el terreno.

27.14.2 Estereoplotters analíticos

Los plotters analíticos combinan un sistema estereoscópico preciso para medir coordenadas fotográficas, una computadora digital y un sofisticado software de fotogrametría analítica. Al usar un plotter analítico, un operador observa a través de un sistema de visión binocular y ve el modelo estereoscópico formado por un par de fotografías superpuestas. La marca flotante, que consiste en marcas de referencia superpuestas dentro de la óptica del sistema de visión, se coloca en los puntos cuyas posiciones en el terreno se desean determinar. Cuando la marca está posicionada con precisión, las coordenadas fotográficas **x** e **y** del punto de ambas fotografías se miden mediante codificadores y se envían directamente a la computadora. La computadora utiliza estas coordenadas fotográficas, junto con los parámetros de la cámara y las coordenadas terrestres de los puntos de control que se han ingresado en el sistema, para calcular las coordenadas terrestres X, Y y Z del punto en tiempo real. Para este cálculo, se emplean los procedimientos analíticos descritos en la Sección 27.13. Estas coordenadas terrestres se almacenan en un archivo dentro de la computadora del sistema. Por supuesto, antes de extraer información del modelo estereoscópico, los trazadores analíticos deben configurarse siguiendo los mismos procesos básicos descritos anteriormente. La figura 27.16 muestra un trazador analítico con una pantalla a la derecha que proporciona al operador un registro visual del trabajo realizado y permite revisar y editar los datos digitalizados.

Figura 27.16. Trazador analítico Zeiss P3. (Cortesía de Tom Pantages).

27.14.3 Estereoplotters de copia digital

Los plotters de copia digital son el último avance en la evolución de los instrumentos de trazado estereoscópico. Estos sistemas utilizan imágenes digitales. Las imágenes se pueden adquirir utilizando una cámara digital del tipo descrito en la Sección 27.3, pero más a menudo se obtienen escaneando los negativos de fotografías aéreas tomadas con cámaras de película. Los escáneres convierten el contenido de una fotografía aérea en una matriz de píxeles organizados en filas y columnas. Cada píxel se identifica por su fila y columna, y se le asigna un número digital que corresponde a su nivel de gris o grado de oscuridad en ese elemento en particular. La figura 27.17 muestra el PhotoScan, desarrollado conjuntamente por Carl Zeiss e Intergraph Corporation para la digitalización de fotografías. Un sistema fotogramétrico de copia digital requiere una computadora con una pantalla gráfica de alta resolución. La computadora debe ser capaz de manipular eficientemente archivos grandes de imágenes digitales y también debe poder mostrar simultáneamente las fotos izquierda y derecha de un par estereoscópico. Además, el equipo debe incluir un mecanismo de visualización estereoscópica, es decir, uno que permita al operador ver sólo la imagen izquierda con el ojo izquierdo y sólo la imagen derecha con el ojo derecho. El operador mueve la marca flotante sobre el modelo estereoscópico y la coloca en cualquier punto cuya posición desee. Una vez establecida la marca, las ubicaciones de fila y columna de los píxeles en su posición identifican las coordenadas fotográficas del punto para la computadora, que luego puede calcular, en tiempo real, sus coordenadas X, Y y Z del terreno resolviendo ecuaciones de fotogrametría analítica. Un tipo de estación de trabajo fotogramétrica de copia digital, el plotter de video digital (DVP), se muestra en la Figura 27.15.

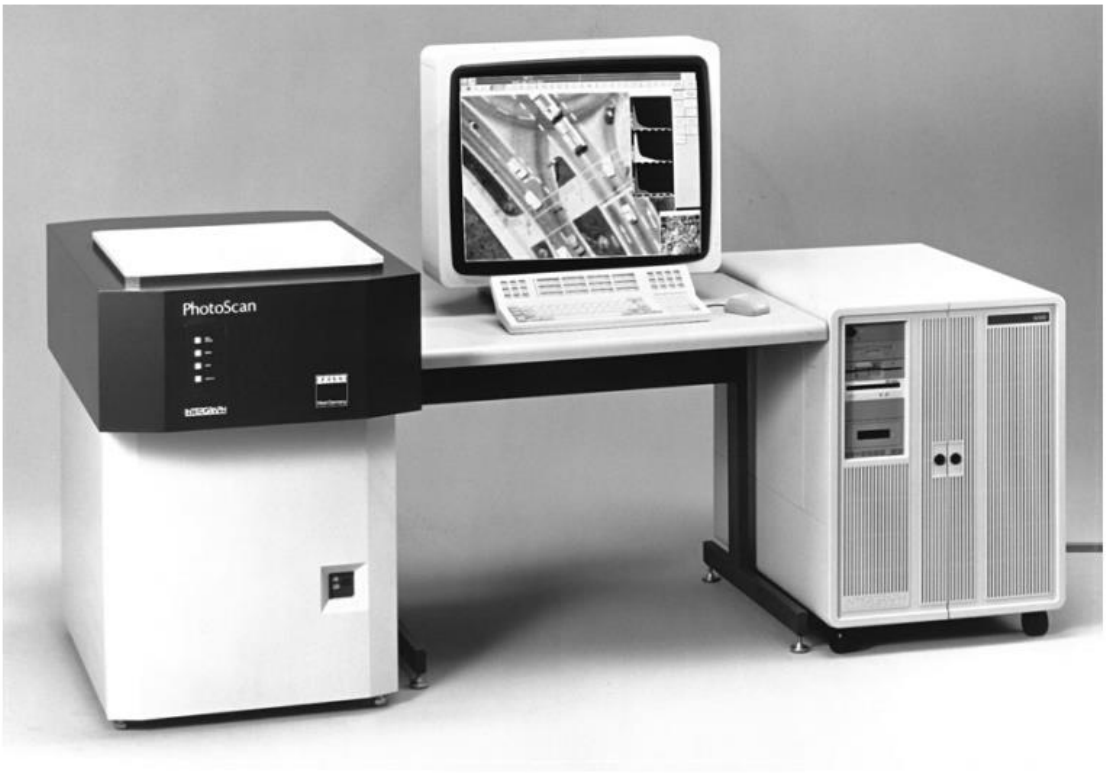


Figura 27.17 Escaneo Fotográfico Zeiss/Intergraph PS1. (Cortesía de Carl Zeiss).

Como se ve en la figura, es simplemente un estándar de un ordenador personal con un sistema de visualización estereoscópica conectado. Con este dispositivo, las fotos izquierda y derecha se muestran simultáneamente en las porciones izquierda y derecha, respectivamente, del monitor. Un operador que mira a través del estereoscopio puede ver el modelo estereoscópico en tres dimensiones. Mediante el cursor de un digitalizador conectado o las teclas de flecha del teclado, las imágenes izquierda y derecha se pueden desplazar en la pantalla una con respecto a la otra. Las marcas flotantes, formadas por dos píxeles de referencia, uno en cada imagen, también se pueden mover por la pantalla. Durante la visualización estereoscópica, el operador desplaza las imágenes y mueve la marca flotante hasta que parezca posarse exactamente sobre el punto de interés. Esto identifica al ordenador los píxeles de la imagen que corresponden al punto en ambas fotos. El ordenador convierte las ubicaciones de las filas y columnas de píxeles a coordenadas **x** e **y** de la foto y luego calcula las coordenadas terrestres del punto mediante ecuaciones fotogramétricas analíticas estándar. También existen otros sistemas fotogramétricos digitales. Algunos sistemas utilizan lentes polarizadoras para la estereovisión, mientras que otros, como la Intergraph Image Station **Z** que se muestra en la Figura 1.6, emplean un sistema de obturadores sincronizados electrónicamente. Todos están controlados por software sofisticado. Algunos sistemas avanzados se han automatizado casi por completo. Emplean un proceso llamado correlación digital de imágenes. En esta operación, la computadora relaciona automáticamente los puntos de la foto izquierda del par estereoscópico con sus puntos correspondientes o conjugados en la foto derecha. Esto se logra comparando los patrones de densidad de imagen en el área inmediata del punto en ambas fotos. De esta manera, se elimina la necesidad de que el operador realice mediciones durante la estereovisión. La diferencia básica entre los estereoplotters analíticos y los de copia digital es mínima. Ambos se basan en mediciones precisas de imágenes, que luego se procesan utilizando ecuaciones fotogramétricas analíticas. La principal diferencia es que el estereoplotter analítico requiere una fotografía impresa, mientras que el sistema de copia digital utiliza sólo imágenes digitales. Los sistemas de copia digital están reemplazando gradualmente a los estereoplotters analíticos en el entorno laboral. En la sección 27.20 se analiza un sistema fotogramétrico analítico simplificado implementado en WOLFPACK, disponible en el sitio web complementario del libro: http://www.pearsonhighereed.com/ghilani.

■ 27.1 5 ORTOFOTOS

Como su nombre lo indica, las ortofotos son representaciones ortográficas del terreno en forma de imagen. Se derivan de fotografías aéreas en un proceso llamado rectificación diferencial, que elimina las variaciones de escala y los desplazamientos de la imagen debidos al relieve y la inclinación. De esta manera, las características de la imagen se muestran en sus verdaderas posiciones planimétricas. Los instrumentos utilizados para la rectificación diferencial han variado considerablemente en sus diseños. Los instrumentos de primera generación eran básicamente trazadores estereoscópicos modificados con proyección óptica o mecánica. Los instrumentos de proyección óptica derivaban una ortofoto escaneando sistemáticamente un modelo estereoscópico y fotografiándolo en una serie de franjas estrechas adyacentes. La rectificación (eliminación de la inclinación) se lograba nivelando el modelo con respecto al control terrestre antes del escaneo, y las variaciones de escala debidas al relieve del terreno se eliminaban variando la distancia de proyección durante el escaneo. A medida que el instrumento se desplazaba automáticamente de un lado a otro a través del modelo, la exposición se realizaba a través de una estrecha ranura sobre un Ortonegativo. Un operador, que visualiza el modelo en tres dimensiones, supervisa continuamente los escaneos y ajusta la distancia de proyección para mantener la rendija de exposición en contacto con el estereomodelo. Dado que el modelo en sí tenía una escala uniforme, el ortonegativo resultante (a partir del cual se realizó la ortofoto) también tiene una escala uniforme. Los sistemas de ortofoto basados en estereoplotters de proyección mecánica modificados funcionan de manera similar. Estos instrumentos mecánicos rara vez se utilizan hoy en día. La producción contemporánea de ortofotos se realiza utilizando sistemas fotogramétricos de copia digital en un procedimiento llamado procesamiento digital de imágenes. Estos sistemas emplean imágenes digitales que, como se describe en la Sección 27.14.4, pueden obtenerse utilizando cámaras digitales o escaneando negativos obtenidos con cámaras de película. Como se mencionó anteriormente, una imagen digital consiste en una cuadrícula de píxeles diminutos, a cada uno de los cuales se le asigna un valor digital correspondiente a su nivel de gris, y cuya ubicación fotográfica se da en términos de su fila y columna dentro de la cuadrícula. La imagen digital se introduce en el ordenador del sistema, que utiliza ecuaciones de fotogrametría analítica para modificar la ubicación de cada píxel según la inclinación de la fotografía y la escala en ese punto del modelo estereoscópico. Mediante este proceso, todos los píxeles se modifican a las ubicaciones que tendrían en una fotografía verdaderamente vertical y se ajustan a una escala común. Los píxeles modificados se imprimen electrónicamente para producir una ortofoto. Las ortofotos combinan las ventajas de las fotografías aéreas y los mapas lineales. Al igual que las fotografías, muestran las características mediante sus imágenes reales en lugar de como líneas y símbolos, lo que facilita su interpretación y comprensión. Al igual que los mapas, las ortofotos muestran las características en sus posiciones planimétricas reales. Por lo tanto, las distancias, los ángulos y las áreas reales se pueden escalar directamente a partir de ellas. Los ortofotomapas (mapas producidos a partir de ortofotos) se utilizan para diversas aplicaciones, incluyendo la planificación y el diseño de ingeniería. Han sido particularmente valiosos en la cartografía catastral y fiscal, ya que la identificación de los límites de las propiedades se facilita enormemente mediante la interpretación visual de cercas, carreteras y otras evidencias. Debido a su formato digital, también son ideales para su uso como mapas base y para análisis en sistemas de información geográfica. Las ortofotos generalmente se pueden preparar de forma más rápida y económica que los mapas planimétricos de líneas o símbolos. Gracias a sus numerosas ventajas, las ortofotos han reemplazado a los mapas convencionales en muchos usos.

■ 27.16 CONTROL TERRESTRE PARA FOTOGRAMETRÍA

Como se señaló en secciones anteriores, casi todas las fases de la fotogrametría dependen del control terrestre (puntos de posiciones y elevaciones conocidas con imágenes identificables en la fotografía). El control terrestre puede ser un control básico: poligonaciones, triangulaciones, trilateraciones o hitos GNSS ya existentes y marcados antes de la fotografía para que sean visibles en las fotos; o puede ser un fotocontrol: puntos naturales con imágenes reconocibles en las fotografías, y posiciones que se determinan posteriormente mediante levantamientos topográficos a partir del control básico. Los instrumentos y procedimientos utilizados en los levantamientos topográficos se describieron en capítulos anteriores. Normalmente, los puntos de fotocontrol se seleccionan después de la fotografía para asegurar su ubicación satisfactoria y su identificación precisa. A veces es necesario marcar previamente los puntos con objetivos artificiales en áreas que carecen de objetos naturales para proporcionar imágenes definidas.

Como se explica en la Sección 27.14, para el mapeo con estereoplotters, el escalado y la nivelación de los estereomodelos requieren un mínimo práctico de tres puntos de control horizontales y cuatro verticales en cada

modelo. Por lo tanto, para trabajos de mapeo de gran envergadura, el costo de establecer el control terrestre necesario es considerable. En estas situaciones, se utiliza la aerotriangulación analítica (véase la Sección 27.13) para establecer muchos de los puntos de control necesarios a partir de una red dispersa de puntos de control terrestres. Esto reduce significativamente los costos. Actualmente, se utilizan métodos de levantamiento GNSS para el posicionamiento en tiempo real de la cámara en el instante en que se toma cada fotografía. Se emplea el procedimiento de levantamiento GNSS cinemático (véase el Capítulo 15), que requiere dos receptores GNSS. Una unidad se ubica en un punto de control terrestre y la otra se coloca dentro de la aeronave que transporta la cámara. El problema de la ambigüedad entera se resuelve mediante técnicas en tiempo real (véase la Sección 15.2). Durante el vuelo, la posición de las cámaras se determina continuamente a intervalos de pocos segundos mediante unidades GNSS, y se registra la sincronización precisa de cada exposición fotográfica. A partir de esta información, se puede calcular la ubicación exacta de cada estación de exposición en el sistema de coordenadas terrestres. Se han completado numerosos proyectos utilizando estos métodos, obteniendo resultados de gran precisión, especialmente cuando se complementan con tan solo unos pocos puntos de control terrestre. Actualmente, es posible completar proyectos fotogramétricos con sólo unos pocos puntos de control fotográfico terrestre para fines de verificación.

■ 27.1 7 PLANIFICACIÓN DE VUELO

Ciertos factores, que dependen generalmente del propósito de la fotografía, deben especificarse para guiar a una tripulación de vuelo en la ejecución de su misión de tomar fotografías aéreas. Algunos de ellos son

(1) límites del área a cubrir,

(2) escala requerida de la fotografía,

(3) distancia focal de la cámara y tamaño del formato,

(4) solapamiento frontal y

(5) solapamiento lateral.

Una vez que estos elementos se han fijado, es posible calcular todo el plan de vuelo y preparar un mapa de vuelo en el que se han delineado las líneas de vuelo requeridas. El piloto entonces vuela las líneas de vuelo especificadas eligiendo y correlacionando rumbos en elementos naturales existentes que se muestran en el mapa de vuelo. En los sistemas más modernos, la planificación de vuelo se realiza utilizando una computadora y se calculan las coordenadas de las líneas de vuelo. Luego, la aeronave es guiada automáticamente por un sistema GNSS a bordo a lo largo de las líneas de vuelo planificadas. El propósito de la fotografía es la consideración primordial en la planificación de vuelo. Por ejemplo, al tomar fotografías aéreas para mapeo topográfico usando un estereoplotter, el solapamiento frontal debe ser óptimamente del 60% y el solapamiento lateral del 30%. La escala requerida y el intervalo de curvas de nivel del mapa final deben evaluarse para determinar la altura de vuelo. La capacidad de ampliación de la escala de la fotografía a la escala de compilación del mapa está restringida para el estereoplotter, y generalmente no debe exceder aproximadamente **5** si se quiere lograr una precisión satisfactoria. Según estos criterios, si la escala del mapa requerida es de 200 pies/pulg., la escala de la fotografía se fija en 1000 pies/pulg. Si la distancia focal de la cámara es de 6 pulgadas, la altura de vuelo se establece mediante la ecuación (27.2) en 6(1000) = 6000 pies sobre el terreno promedio. Algunas organizaciones pueden aumentar este factor más allá de **5**, pero debe hacerse con precaución. El factor **C** (la relación entre la altura de vuelo sobre el suelo y el intervalo de curvas de nivel que es práctica para cualquier estereoplotter específico) es un criterio que se usa a menudo para seleccionar la altura de vuelo en relación con el intervalo de curvas de nivel requerido. Para garantizar que sus mapas cumplan con los estándares de precisión requeridos, muchas organizaciones emplean un factor **C** de aproximadamente 1200 hasta 1500. Otras organizaciones pueden elevar el valor un poco más, pero nuevamente esto debe hacerse con precaución. Según este criterio, si un plotter tiene un factor **C** de, digamos, 1200, y se va a compilar un mapa con un intervalo de curvas de nivel de **5** pies, se debe mantener una altura de vuelo de no más de 1200(5) = 6000 pies sobre el terreno. La información que normalmente se calcula en la planificación de vuelo incluye

(1) altura de vuelo sobre el nivel medio del mar,

(2) distancia entre exposiciones,

(3) número de fotografías por línea de vuelo,

(4) distancia entre líneas de vuelo,

(5) número de líneas de vuelo y

(6) número total de fotografías.

Un plan de vuelo se prepara en base a estos elementos.

■ Ejemplo 27.7

Se requiere un plan de vuelo para un área de 10 millas de ancho y 15 millas de largo. El terreno promedio en el área es de 1500 pies sobre el nivel de referencia. La cámara tiene una distancia focal de 6 pulgadas con un formato de 9 x 9 pulgadas. El solapamiento frontal debe ser del 60%, el solapamiento lateral del 25%. La escala requerida de la fotografía es 1:12000 (1000 pies/pulg.).

Solución 1.

Altura de vuelo sobre el nivel de referencia según la ecuación (27.2):

$$\text{escala} = \frac{f}{H - h_{\text{prom.}}} \text{ entonces } \frac{1}{1000} = \frac{6}{H - 1500} \quad \text{y} \quad H = 7500 \text{ pies}$$

2. Distancia entre exposiciones, d_e: el solapamiento es del 60%, por lo que el avance lineal por fotografía es el 40% de la cobertura total de 9 pulg. x 1000 pies/pulg. = 9000 pies. Por lo tanto, la distancia entre exposiciones es 0,40 x 9000 = 3600 pies.

3. Número total de fotografías por línea de vuelo:

$$\text{longitud de cada línea de vuelo} = 15 \text{ mi}(5280 \text{ pie/mi}) = 79.200 \text{ pies}$$

$$\text{número de fotos por línea de vuelo}, N_{\text{Fotos/Línea}} = \frac{79.200 \text{ pies}}{3600 \text{ pie/foto}} + 1 = 23$$

Añadiendo dos fotos en cada extremo para asegurar una cobertura completa, el total es 23 + 2 + 2 = 27 fotos por línea de vuelo.

4. Distancia entre líneas de vuelo: la superposición lateral es del 25%, por lo que el avance lateral por línea de vuelo es el 75% de la cobertura fotográfica total,

$$\text{distancia entre líneas de vuelo}, d_s = 0{,}75(9000 \text{ pies}) = 6750 \text{ pies}$$

5. Número de líneas de vuelo:

$$\text{ancho del área} = 10 \text{ mi}\,(5280 \text{ pie/mi}) = 52.800 \text{ pies}$$

$$\text{número de espacios entre líneas de vuelo} = \frac{52.800 \text{ pies}}{6750 \text{ pie/línea}} = 7{,}8 \text{ (digamos 8)}$$

$$\text{total de líneas de vuelo}, N_{\text{Líneas}} = 8 + 1 = 9$$

$$\text{espaciamiento previsto entre las líneas de vuelo} = \frac{52.800}{8} = 6600 \text{ pies}$$

(Nota: Las líneas de vuelo inicial y final deben coincidir con los bordes del área o estar cerca de ellos, lo que proporciona un margen de seguridad para garantizar una cobertura completa).

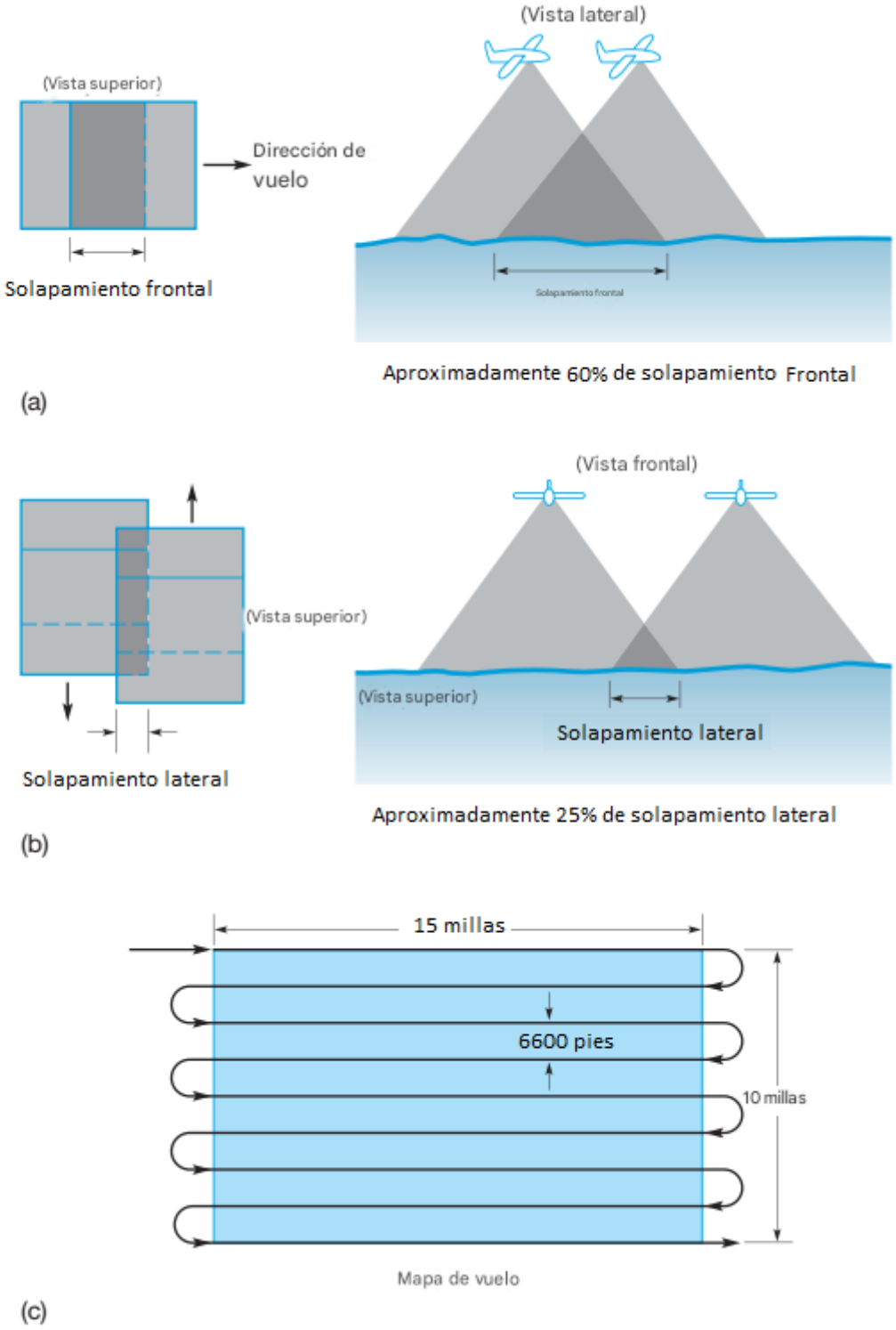


Figura 27.18
(a) Solapamiento frontal
(b) Solapamiento lateral
(c) Mapa de vuelo

6. Número total de fotos requeridas:

fotos totales = 27 por línea de vuelo X 9 líneas de vuelo = 243 fotos

Las figuras 27.18(a) y (b) ilustran el solapamiento final y lateral, respectivamente, y (c) muestra el mapa de vuelo.

■ 27.18 SISTEMAS DE CARTOGRAFÍA LÁSER AEROTRANSPORTADOS

Los sistemas de cartografía láser aerotransportados llamados LiDAR (detección y medición de luz) se han desarrollado recientemente y muestran un gran potencial para el futuro. Estos sistemas, que se transportan en vehículos aéreos, consisten en un dispositivo de escaneo láser, un sistema de navegación inercial, un receptor GNSS y una computadora. A medida que la aeronave vuela a lo largo de su trayectoria, se transmiten pulsos láser hacia el terreno, que se reflejan en el suelo u otros objetos y se detectan casi instantáneamente. A partir de estos pulsos, se determinan las distancias y los ángulos a los objetos reflectantes. Simultáneamente, el dispositivo de navegación inercial registra los ángulos de actitud de la aeronave (cabeceo, guiñada y alabeo), y el receptor GNSS determina las posiciones X, Y y Z del detector. La computadora procesa toda esta información para determinar los desplazamientos vectoriales (distancias y direcciones) desde posiciones conocidas en el aire hasta posiciones desconocidas en el suelo, y como resultado, puede calcular las posiciones X, Y y Z de los puntos del terreno. El transmisor láser puede generar pulsos a una velocidad extremadamente rápida, es decir, miles por segundo, de modo que se pueden determinar las coordenadas de un patrón denso de puntos del terreno. No sólo se determinan las posiciones de los puntos del terreno, sino que también se genera una imagen del terreno. Los datos pueden utilizarse para generar modelos digitales de elevación (MDE), a partir de los cuales se pueden producir mapas de curvas de nivel y otros productos topográficos. La precisión que se puede lograr con los dispositivos LiDAR actualmente oscila entre 10 y 15 cm, pero se espera que mejore con la investigación y el desarrollo continuos.

■ 27.1 9 TELEDETECCIÓN

En general, la teledetección puede definirse como cualquier metodología empleada para estudiar las características de los objetos utilizando datos recopilados desde un punto de observación remoto. Más específicamente, y en el contexto de la topografía y la fotogrametría, es la extracción de información sobre la Tierra y nuestro entorno a partir de imágenes obtenidas por varios sensores transportados en aeronaves y satélites. Las imágenes satelitales son únicas porque brindan un medio práctico para monitorear todo nuestro planeta de forma regular. Los sistemas de imágenes de teledetección funcionan de manera muy similar al ojo humano, pero pueden detectar o "ver" en un rango mucho más amplio que los humanos. Las cámaras que exponen varios tipos de película se encuentran entre los mejores tipos de sistemas de imágenes de teledetección. También se emplean sistemas no fotográficos como escáneres multiespectrales (MSS), radiómetros, radar aerotransportado de visión lateral (SLAR) y microondas pasivas. Su modo de operación y algunas aplicaciones de las imágenes se describen brevemente a continuación. El sol y otras fuentes emiten un amplio rango de energía electromagnética llamado espectro electromagnético. Los rayos X, los rayos de luz visible y las ondas de radio son algunos ejemplos conocidos de variaciones de energía dentro del espectro electromagnético. La energía se clasifica según su longitud de onda (véase la figura 27.19). La luz visible (esa energía a la que son sensibles nuestros ojos) tiene longitudes de onda de aproximadamente 0,4 a 0,7 µm y, por lo tanto, como se ilustra en la figura, comprende sólo una porción muy pequeña del espectro.

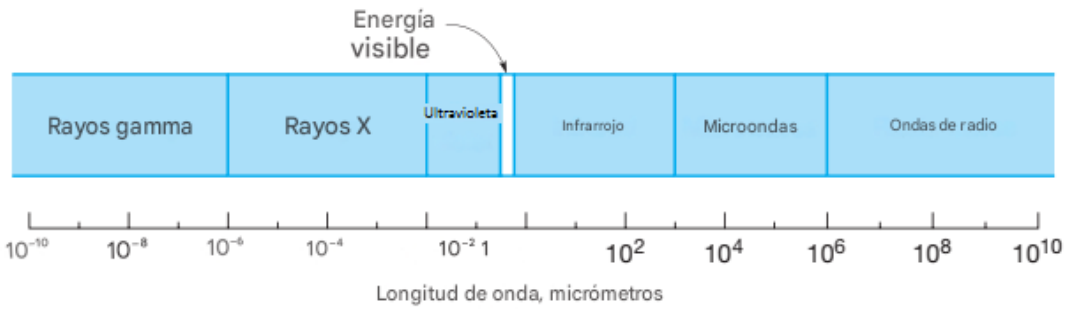


Figura 27.19
Clasificación del espectro electromagnético por longitud de onda

Dentro del espectro de longitudes de onda de la luz visible, el ojo humano puede distinguir diferentes colores. Los colores primarios (azul, verde y rojo) corresponden a longitudes de onda en los rangos de 0,4-0,5, 0,5-0,6 y 0,6-0,7 µm , respectivamente. Todos los demás tonos son combinaciones de los colores primarios. Para el ojo humano, un objeto parece de un color determinado porque refleja la energía de las longitudes de onda que producen ese color. Si un objeto refleja todas las longitudes de onda de energía en el rango visible, aparecerá blanco, y si absorbe todas las

longitudes de onda, será negro. Si un objeto absorbe toda la energía verde y roja, pero refleja la azul, aparecerá azul. Así como la retina del ojo humano puede detectar variaciones en las longitudes de onda, las películas o emulsiones fotográficas también se fabrican con variaciones en la sensibilidad a las longitudes de onda. Las emulsiones de color normales son sensibles a la energía azul, verde y roja; otras responden a la energía en el rango del infrarrojo cercano. Estas se denominan emulsiones infrarrojas (IR). Permiten fotografiar energía invisible para el ojo humano. Una de las primeras aplicaciones de la película IR fue la detección de camuflaje, donde se descubrió que la hojarasca muerta o las mallas verdes reflejaban la energía infrarroja de forma diferente a la vegetación normal, aunque ambas parecían verdes para el ojo humano. Actualmente, la película infrarroja se utiliza ampliamente en diversas aplicaciones, como la detección de estrés en los cultivos y la identificación y el mapeo de especies arbóreas. Los sistemas de imágenes no fotográficas utilizados en la teledetección pueden detectar variaciones de energía en un amplio rango del espectro electromagnético. Los sistemas MSS, por ejemplo, se transportan en satélites y pueden operar en longitudes de onda de aproximadamente 0,3 a 14 µm. De forma similar a como los humanos detectan los colores, las unidades MSS aíslan la energía entrante en categorías o bandas espectrales discretas y, a continuación, las convierten en señales eléctricas que pueden representarse mediante dígitos. Estos dispositivos capturan una imagen digital (véase la Sección 27.3), es decir, la escena escaneada bajo la trayectoria del satélite se registra como una serie de filas y columnas contiguas de píxeles. Los dígitos asociados a cada píxel representan las intensidades de las distintas bandas de energía que contienen. Este formato digital es ideal para el procesamiento y análisis informático y permite realizar impresiones mediante procesamiento electrónico. Las bandas de una escena pueden analizarse por separado, lo que resulta extremadamente útil para identificar e interpretar objetos en la imagen. Para ciertas aplicaciones, es útil combinar dos o más bandas en una imagen compuesta. La geometría de las imágenes no fotográficas difiere de la de las fotografías en perspectiva, por lo que los métodos para analizarlas también difieren.[2] La Figura 27.20 muestra una imagen obtenida con el sistema MSS a bordo de un satélite Landsat antiguo. Fue tomada a una altitud de 560 millas y muestra una gran parte del sureste de Wisconsin, incluida la ciudad de Milwaukee. Una parte del lago Michigan se muestra en el lado derecho de la figura. Este tipo de imágenes es útil para diversas aplicaciones. Como ejemplos, se pueden estudiar formaciones geológicas en grandes áreas; se puede determinar fácilmente el número de lagos en el área, sus posiciones relativas, formas y superficies; superficies de tierras de cultivo y bosques, con una se puede obtener un desglose de los tipos de árboles coníferos y caducifolios, y se pueden elaborar mapas planimétricos a pequeña escala que muestren estas diferentes clasificaciones de uso del suelo. Todas estas tareas son susceptibles de procesamiento informático.

2. Información sobre la geometría de los sistemas de imágenes no fotográficas puede consultarse en Lillesand y Kiefer, Remote Sensing and Image Interpretation. (Véase la bibliografía al final de este capítulo).

La resolución de los sistemas de imágenes Landsat MSS anteriores (como el utilizado para obtener la Figura 27.20) era de 80 m, es decir, cada píxel representa un cuadrado de 80 m en el terreno. Esta resolución se mejoró a 30 m para los sistemas de imágenes Thematic Mapper (TM) instalados en la segunda generación de satélites Landsat. La Figura 27.21 muestra una fotografía tomada por Landsat TM cerca de Madison, Wisconsin. Ilustra claramente la resolución mejorada en comparación con la Figura 27.20. Nótese, por ejemplo, la nitidez de las carreteras y el detalle con el que se muestran las áreas urbanas y los cultivos agrícolas. Este tipo de imágenes se han utilizado para el mapeo del uso del suelo; la medición y el monitoreo de diversos cultivos agrícolas; el mapeo de suelos; la detección de cultivos y árboles enfermos; la localización de incendios forestales; el estudio de la vida silvestre; el mapeo de los efectos de desastres naturales como tornados, inundaciones y terremotos; el análisis del crecimiento y la distribución de la población; la determinación de la ubicación y la extensión de los derrames de petróleo; el monitoreo de la calidad del agua y la detección de contaminantes; y la realización de numerosas otras tareas en grandes áreas en beneficio de la humanidad.

En los últimos años, se ha dedicado una cantidad significativa de investigación y desarrollo al diseño de sistemas de imágenes satelitales con mejor resolución y propiedades geométricas.

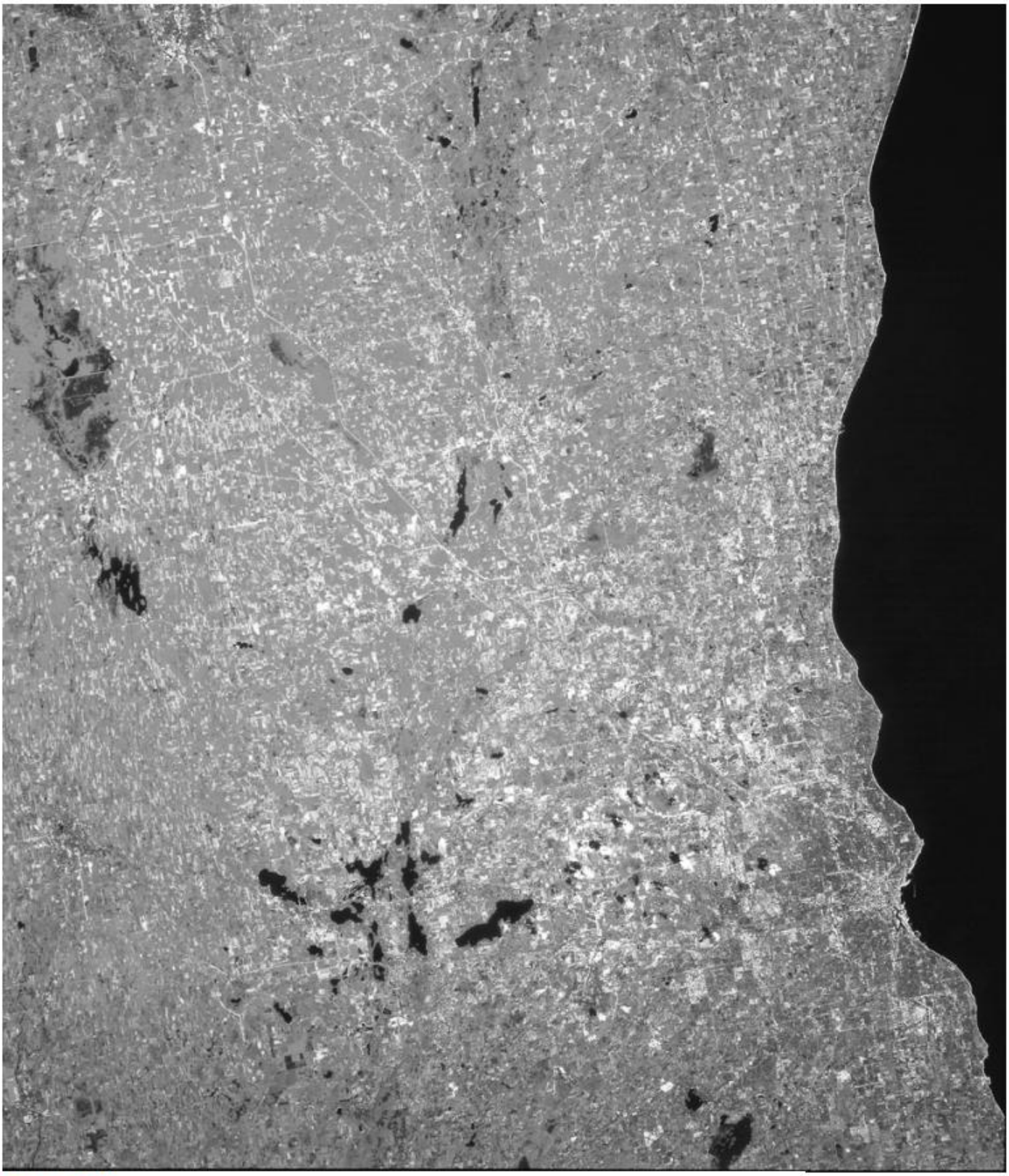


Figura 27.20
Imagen de escáner multiespectral tomada desde un satélite Landsat de primera generación sobre Milwaukee, Wisconsin.

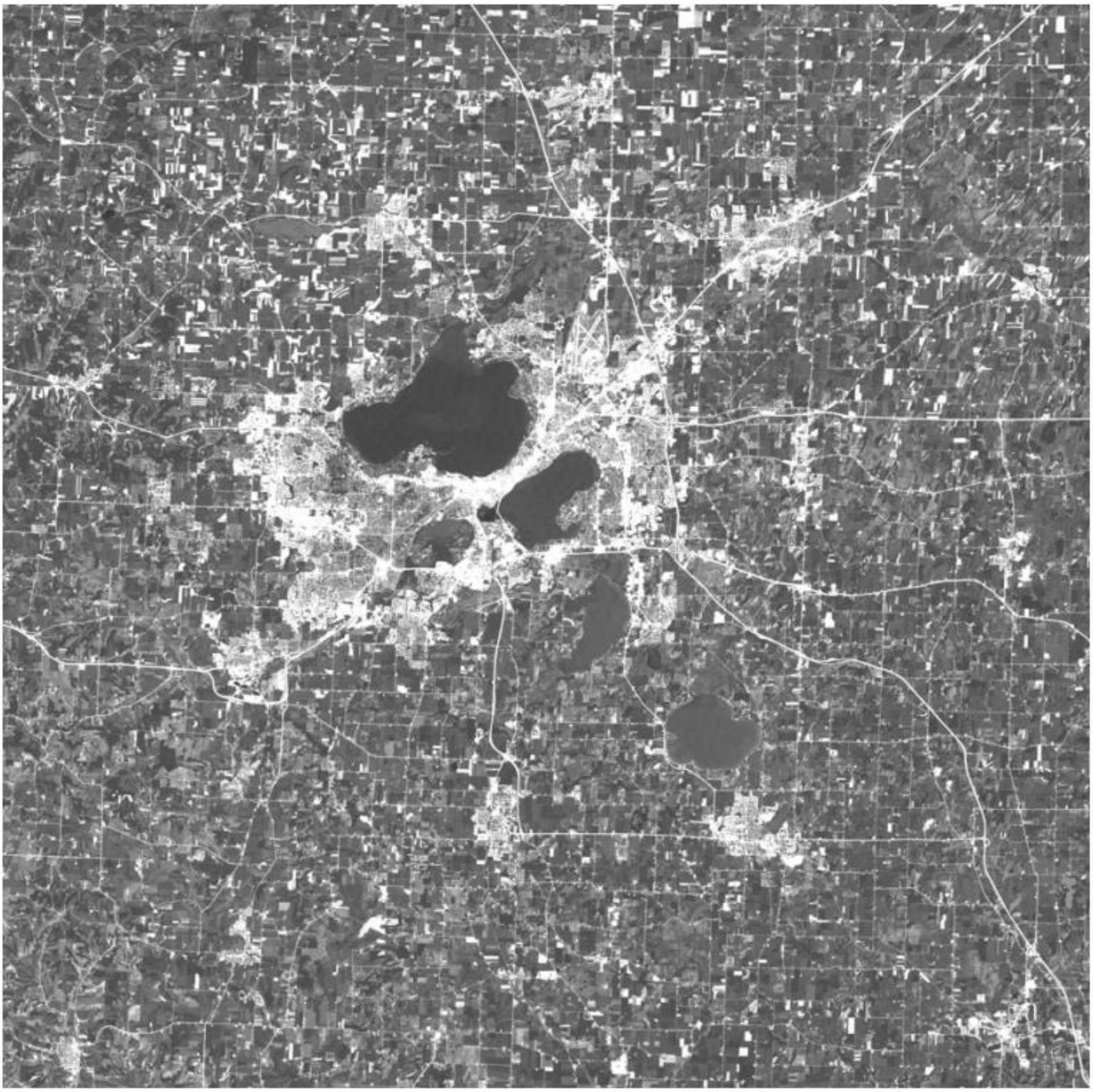


Figura 27.21. Imagen del sensor Landsat Thematic Mapper tomada cerca de Madison, Wisconsin. (Nótese la resolución mejorada en comparación con la imagen Landsat MSS de la Figura 27.20). (Cortesía del Centro de Teledetección Ambiental de la Universidad de Wisconsin-Madison).

Los objetivos han sido permitir la identificación y el análisis de objetos más pequeños, y mejorar las capacidades de mapeo de los sistemas, haciéndolos útiles para muchos tipos adicionales de aplicaciones. El sistema de imágenes Enhanced Thematic Mapper Plus (ETM+) a bordo del satélite Landsat más reciente (Landsat 7), que fue lanzado en abril de 1999, tiene una capacidad de resolución de 15 m. Este satélite opera a una altitud de 438 mi, y el sistema de imágenes cubre una franja terrestre bajo su órbita de 115 mi de ancho.3 El satélite francés Systeme Pour d'Observation de la Terre (SPOT) tiene un sistema de imágenes con una resolución de 10 m y un ancho de franja terrestre nadir de 37 millas. Su sistema de imágenes puede apuntar a ángulos de hasta 27° fuera del nadir. Con esta característica, las mismas áreas que fueron fotografiadas en pasadas anteriores pueden cubrirse nuevamente en pasadas posteriores desde diferentes órbitas, logrando así una cobertura estereoscópica. Esta imagen es, por lo tanto, adecuada no sólo para el mapeo planimétrico a pequeña escala sino también para determinar elevaciones.4 En septiembre de 1999, Space Imaging lanzó el primer satélite comercial de imágenes, IKONOS.5 La característica más notable de su sistema de imágenes es su resolución de 1 m. Este satélite está en órbita a una altitud de 423 millas sobre la Tierra, y el ancho

de su imagen en el nadir es de aproximadamente 7 millas. El sistema de imágenes puede apuntar fuera del nadir, ya sea de lado a lado o de adelante hacia atrás. Esto no sólo permite localizar la cobertura en áreas de interés sino que también puede usarse para obtener cobertura estereoscópica. Por lo tanto, la imagen es adecuada tanto para el mapeo planimétrico como para determinar elevaciones de puntos terrestres. La Figura 27.22 es una imagen de 1 m tomada por IKONOS el 11 de octubre de 1999 sobre la ciudad de San Francisco. Muestra un Parque Acuático y un Muelle de Pescadores. Nótese que el nivel de detalle que se puede obtener de esta imagen es muy superior al de las figuras 27.20 o 27.21. Se pueden identificar casas individuales, árboles, pequeñas embarcaciones e incluso automóviles. Esta imagen es útil para muchos tipos de aplicaciones.

3 Las imágenes de Landsat 7 y de todos los satélites Landsat anteriores están disponibles en el Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS), Centro de Información de Ciencias de la Tierra (ESIC), 12201 Sunrise Valley Drive, Reston, VA 20192. También puede comunicarse por teléfono al (888)ASK-USGS [(888)275-8747] o en el siguiente sitio web: http://mapping.usgs.gov/esic/.

4 La información sobre las imágenes SPOT se puede obtener en el siguiente sitio web: http://www.spotimage.fr.

5 La información sobre las imágenes del satélite IKONOS se puede obtener de Space Imaging por teléfono al (800)232-9037 o visitando el siguiente sitio web: http://www.spaceimaging.com.

Figura 27.22.
Imagen con una resolución de 1 metro obtenida del satélite IKONOS que muestra el Parque Acuático y el Muelle de los Pescadores en San Francisco. (Cortesía de la NASA).

Por mencionar sólo algunas, las imágenes ofrecen posibilidades de interés para topógrafos e ingenieros, siendo adecuadas para:

(a) la elaboración de mapas de emplazamiento y planos preliminares para proyectos de construcción;

(b) la planificación de la ubicación de estaciones GNSS en levantamientos topográficos de control de grandes áreas o la planificación de fotografía aérea;

(c) la generación de capas de información detallada, como cobertura del suelo, hidrografía, redes de transporte, etc., para su uso en sistemas de información geográfica; y

(d) el uso de las imágenes como marcos de referencia para realizar análisis SIG.

También existen diversas aplicaciones adicionales en muchos otros campos, como la silvicultura, la geología, la agricultura, etc. En el futuro, quienes se dediquen a la topografía (geomática) deberán elaborar mapas y extraer diversos tipos de información posicional de las imágenes satelitales. La teledetección desempeñará un papel fundamental en el futuro al proporcionar datos para evaluar el impacto de las actividades humanas en nuestros recursos de aire, agua y tierra. Puede proporcionar información valiosa para facilitar la toma de decisiones acertadas y la formulación de políticas relacionadas con la gestión de recursos y las actividades de uso y desarrollo del suelo.

■ 27.20 PROGRAMA COMPUTACIONAL (SOFTWARE)

Como se mencionó anteriormente, los estereoplotters fotogramétricos de copia digital son eficientes y versátiles. No sólo son capaces de producir mapas, secciones transversales, modelos digitales de elevación y otros archivos topográficos digitales, sino que también pueden emplearse para diversos problemas de interpretación de imágenes y permiten la producción de mosaicos y ortofotos (véase la Sección 27.15). Además, los mapas digitales producidos por sistemas de copia digital se crean en un entorno informático y, por lo tanto, están en formatos compatibles con aplicaciones CAD y con las bases de datos de los Sistemas de Información Geográfica. Los sistemas de copia digital tienen la ventaja adicional de que su principal componente de hardware es una computadora en lugar de un costoso estereoplotter de un solo propósito, por lo que pueden utilizarse para muchas otras tareas además de la estereoimpresión. Por estas razones, los estereoplotters de copia digital están dominando la industria. Como se muestra en la Figura 27.23, se ha incorporado un sistema de visualización y medición de imágenes digitales en el software WOLFPACK, que está disponible en el sitio web complementario del libro http://www.pearsonhighered.com/ghilani. Si bien este software está lejos de ser un estereoplotter de copia digital, ayuda a demostrar algunos de los principios básicos de la fotogrametría analítica. El software utiliza imágenes digitales en formato de mapa de bits (bmp). Las coordenadas de la imagen resultante se pueden colocar en el sistema de coordenadas fotográficas utilizando la opción de orientación interior. Esta opción requiere las coordenadas fiduciales calibradas de la cámara y transforma las coordenadas de la imagen digitalizada en el sistema de coordenadas fotográficas. Además, al observar un mínimo a partir de tres puntos de la imagen cuyas coordenadas terrestres se conocen, se puede realizar una orientación exterior con tres puntos de imagen cuyas coordenadas terrestres se conocen, se puede realizar una orientación externa. Esta orientación externa determina la ubicación de la cámara y los parámetros de orientación en el momento de la exposición. Finalmente, si este procedimiento también se realiza en puntos comunes ubicados en la región de superposición de dos fotos, las coordenadas terrestres de estos puntos se pueden determinar mediante la opción de intersección espacial. Todos los puntos necesarios (puntos fiduciales, puntos de control terrestre y puntos fotoidentificables) para el proceso analítico deben observarse en una sola sesión de digitalización para evitar la repetición de los procedimientos. Este proceso fotogramétrico se describe en el archivo de ayuda que acompaña al software WOLFPACK. Si bien estas funciones sólo demuestran las operaciones rudimentarias de los sistemas de copia digital, permiten al lector experimentarlas. El sitio web complementario también contiene imágenes aéreas adecuadas, un archivo de coordenadas fiduciales calibradas (camera.fid) y otro de puntos de control terrestre (ground.crd). Las coordenadas fiduciales en la imagen están etiquetadas de F1 a F8 y el control terrestre también está rodeado y etiquetado en la imagen para ayudar al usuario a identificar los puntos. La distancia focal calibrada de la cámara aérea fue de 153,742 mm. Los problemas al final de este capítulo hacen referencia a este material. En la Figura 27.23, se observa el fiducial F3, que se encuentra en la esquina superior izquierda de la imagen. Nótese que el usuario puede monitorear las coordenadas de la imagen del punto y sus desviaciones estándar en la parte inferior de la pantalla. La imagen en miniatura en la parte inferior de la pantalla permite al usuario moverse rápidamente por la imagen sin usar las barras de desplazamiento. El botón de reinicio de la imagen restaura la imagen a su posición original en la pantalla. En la esquina inferior derecha de la pantalla hay un

cuadro de opciones para modificar el cursor a varias formas diferentes. Se está utilizando un cursor circular con un punto en su centro para señalar la marca fiducial.

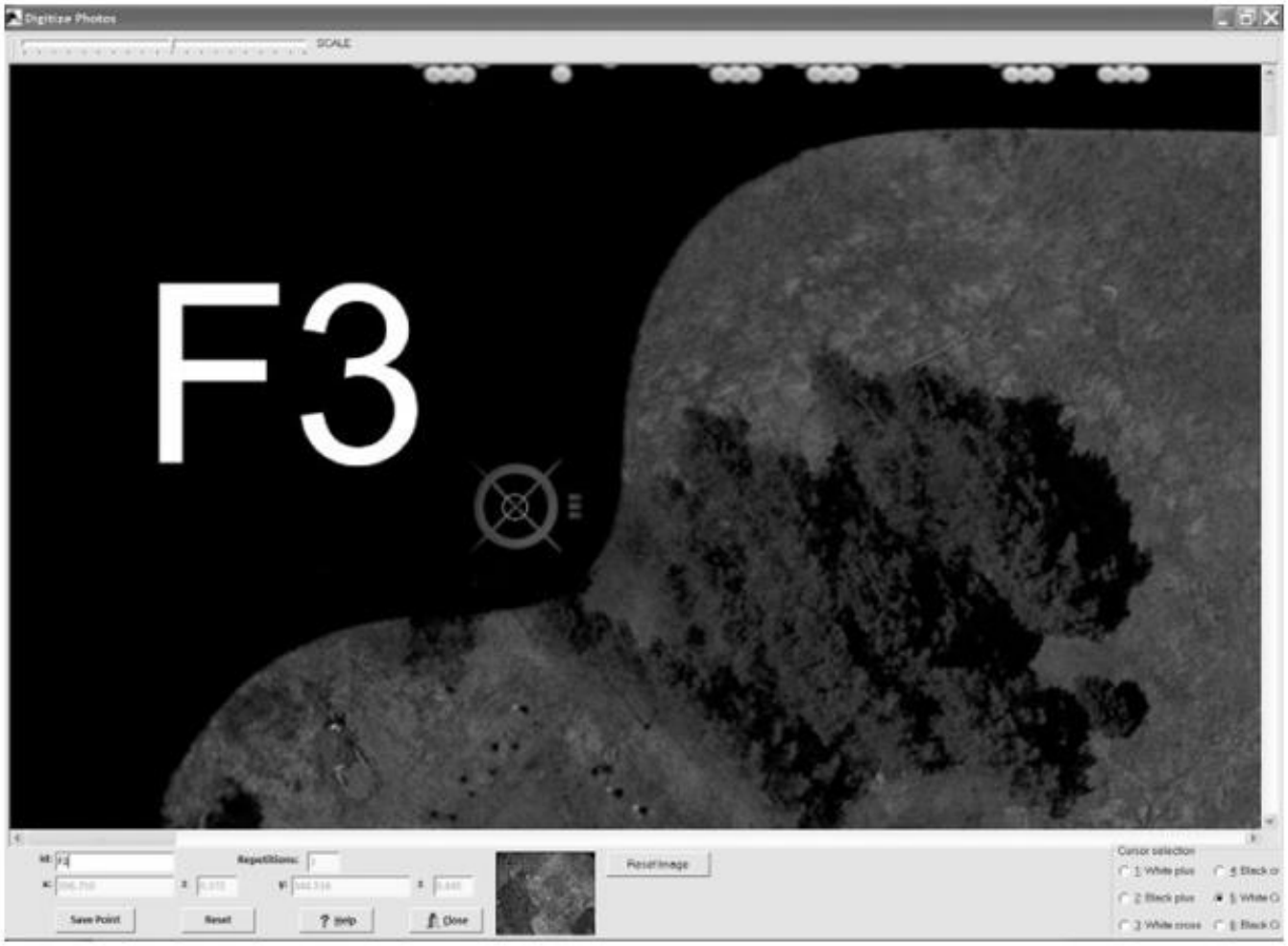


Figura 27.23 Observación del punto de referencia F3 en el software fotogramétrico WOLFPACK.

■ 27.21 FUENTES DE ERROR EN FOTOGRAMETRÍA

Algunas fuentes de error en el trabajo fotogramétrico son:

1. Instrumentos de medición no estandarizados o calibrados.
2. Ubicación inexacta de los puntos principales y correspondientes.
3. No utilizar datos de calibración de la cámara.
4. Suposición de exposiciones verticales cuando las fotografías están realmente inclinadas.
5. Presunción de alturas de vuelo iguales cuando no lo eran.
6. Ignorar la contracción o expansión diferencial de las impresiones fotográficas.
7. Orientación incorrecta de las fotografías bajo un estereoscopio o en un trazador estereoscópico.
8. Configuración defectuosa de la marca flotante en un punto.

■ 27.22 ERRORES

Algunos errores que ocurren en fotogrametría son:

1. Lectura incorrecta de escalas de medición.

2. Error de unidades, por ejemplo, pulgadas en lugar de milímetros.

3. Confusión al identificar puntos correspondientes en diferentes fotografías.

4. No proporcionar un control adecuado o utilizar coordenadas de control erróneas.

5. Colocar un signo incorrecto (más o menos) en una coordenada fotográfica medida.

6. Error en los cálculos.

7. Identificación errónea de imágenes de puntos de control.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas cuyas respuestas parciales se encuentran en el Apéndice G.

27.1 Describa la diferencia entre fotografías aéreas verticales, oblicuas bajas y oblicuas altas.

27.2 Analice las ventajas de los estereoplotters digitales sobre los estereoplotters ópticos.

27.3 Defina los términos (a) fotogrametría métrica y (b) fotogrametría interpretativa.

27.4 Describa brevemente el funcionamiento de una cámara digital.

27.5 La distancia entre dos puntos en una fotografía vertical es *ab* y la distancia correspondiente en el terreno es *AB*.

Para los siguientes datos, calcule la escala fotográfica promedio a lo largo de la línea *ab*.

*(a) *ab* = 2,41 pulg.; AB = 4.820 pies

(b) *ab* = 5,29 pulg.; AB = 13.218 pies

(c) *ab* = 107,389 mm; AB = 536,943 m

27.6 En una fotografía vertical de terreno plano, las esquinas de las secciones aparecen separadas por una distancia *d*. Si la distancia focal de la cámara es f, calcule la altura de vuelo sobre el terreno promedio en pies para los siguientes datos:

(a) *d* = 1,85 pulg.; f = 3-1/2 pulg.

(b) d = 82,184 mm; f = 153,20 mm

27.7 En una fotografía vertical de terreno plano, la distancia escalada entre dos puntos es *ab*. Calcule la escala fotográfica promedio a lo largo de *ab* si la longitud medida entre la misma línea es AB en un mapa trazado a una escala de S_{map} para los siguientes datos.

(a) *ab* = 1,47 pulg.; AB = 3,52 pulg.; S_{map} = 1:6000

(b) *ab* = 41,53 mm; AB = 6,23 mm; S_{map} = 1:20.000

27.8 ¿Cuáles son las escalas promedio de las fotografías verticales para los siguientes datos, dados:

altura de vuelo sobre el nivel del mar H, distancia focal de la cámara f, y elevación promedio del terreno h?

(a) H = 7.300 pies; f = 152,4 mm; h = 1.250 pies

(b) H = 6.980 pies; f = 6,000 pulgadas; h = 1.004 pies

(c) H = 2.610 m; f = 152,4 mm; h = 324 m

27.9 La longitud de un campo de fútbol de portería a portería se representa a escala con 49,15 mm en una fotografía vertical. Encuentre las dimensiones aproximadas (en metros) de un gran edificio rectangular que también aparece en esta foto y cuyos lados miden 20,5 mm por 6,8 mm. (Sugerencia: los postes de la portería de fútbol están separados por 120 yardas).

27.10* Calcule el área en acres de una parcela triangular cuyos lados miden 48,78 mm, 84,05 mm y 69,36 mm en una fotografía vertical tomada desde 6.050 pies sobre el nivel del suelo promedio con una cámara de distancia focal de 152,4 mm.

27.11 Calcule la altura de vuelo sobre el terreno promedio necesaria para obtener fotografías verticales a una escala promedio de **S** si la distancia focal de la cámara es f para los siguientes datos:

(a) S = 1:8.000; / = 152,4 mm

(b) S = 1:6.000; / = 88,9 mm

27.12 Determine la distancia horizontal entre dos puntos A y B cuyas elevaciones sobre el nivel de referencia son h_A= 1.560 pies y h_B = 1.425 pies, y cuyas imágenes *a* y *b* en una fotografía vertical tienen coordenadas fotográficas x_a = 2,95 pulg., y_a = 2,32 pulg., x_b = -1,64 pulg. e y_b = -2,66 pulg. La distancia focal de la cámara era de 152,4 mm y la altura de vuelo sobre el nivel de referencia de 7.500 pies.

27.13* Similar al problema 27.12, excepto que la distancia focal de la cámara es de 3-1/2 pulg., la altura de vuelo sobre el nivel de referencia de 4.075 pies, y las elevaciones h_A y h_B, 983 pies y 1.079 pies, respectivamente. Las coordenadas fotográficas de las imágenes *a* y *b* fueron x_a = 108,81 mm, y_a = -73,73 mm, x_b = -87,05 mm e y_b = 52,14 mm.

27.14 En la fotografía del Problema 27.12, aparece la imagen ***c*** de un tercer punto **C**. Su elevación es h_c = 1.365 pies, y sus coordenadas fotográficas son x_c = 2,96 pulgadas e y_c = -3,02 pulgadas. Calcule los ángulos horizontales del triángulo *ABC*.

27.15 En la fotografía del Problema 27.12, aparece la imagen ***d*** de un tercer punto ***D***. Su elevación es h_D = 1.195 pies, y sus coordenadas fotográficas son x_d = 56,86 mm e y_d = 63,12 mm. Calcule el área, en acres, del triángulo *ABD*.

27.16 Determine la altura de una torre de radio que aparece en una fotografía vertical, considerando las siguientes condiciones: altura de vuelo sobre la base de la torre *H*, distancia en la fotografía desde el punto principal hasta la base de la torre r_b y distancia desde el punto principal hasta la parte superior de la torre r_t.

(a) *H* = 2.425 pies; r_b = 3,18 pulgadas; r_t = 3,34 pulgadas.

(b) H = 6600 pies; r_b = 96,83 mm; r_t = 98,07 mm.

27.17 En una fotografía vertical, las imágenes *a* y *b* de los puntos terrestres *A* y *B* tienen coordenadas fotográficas x_a = 3,27 pulgadas, y_a = 2,28 pulgadas, x_b = -1,95 pulgadas e y_b = -2,50 pulgadas. La distancia horizontal entre *A* y *B* es de 5.283 pies, y las elevaciones de *A* y *B* sobre el nivel de referencia son 646 pies y 756 pies, respectivamente. Utilizando la ecuación (27.9), calcule la altura de vuelo sobre el nivel de referencia para una cámara con una distancia focal de 152,4 mm.

27.18 Similar al problema 27.17, excepto que x_a = -52,53 mm, y_a = 69,67 mm, x_b = 26,30 mm, y_b = -59,29 mm, la longitud de la línea *AB* = 4.706 pies, y las elevaciones de los puntos *A* y *B* son 925 y 875 pies, respectivamente.

27.19* Existe una base aérea de 3.205 pies para un par de fotografías verticales superpuestas tomadas a una altura de vuelo de 5.500 pies sobre el nivel medio del mar con una cámara con una distancia focal de 152,4 mm. Las coordenadas fotográficas de los puntos *A* y *B* en la fotografía de la izquierda son x_a = 40,50 mm, y_a = 42,80 mm, x_b = 2359 mm, y_b = -59,15 mm. Las coordenadas *x* de la fotografía de la derecha son x_a = -60,68 mm y x_b = -70,29 mm. Utilizando las ecuaciones de paralaje, calcule la longitud horizontal *AB*.

27.20 Similar al problema 27.19, excepto que la base aérea es de 6.940 pies, la altura de vuelo sobre el nivel medio del mar es de 12.520 pies, las coordenadas *x* e *y* de la fotografía de la izquierda son x_a = 37,98 mm, y_a = 50,45 mm, x_b = 24,60 mm e y_b = -46,89 mm, y las coordenadas *x* de la fotografía de la derecha son x_a = -52,17 mm y x_b = -63,88 mm.

27.21 Calcule las elevaciones de los puntos *A* y *B* del problema 27.19.

27.22 Calcule las elevaciones de los puntos *A* y *B* del problema 27.20.

27.23 Enumere y describa brevemente las cuatro categorías diferentes de instrumentos de trazado estereoscópico.

27.24 Nombre las tres etapas de la orientación del estereoplotter y explique brevemente los objetivos de cada una.

27.25 ¿Qué ventajas tiene un plotter digital sobre un plotter analítico?

27.26 ¿Qué tipo de imágenes requieren los estereoplotters digitales? Describa dos maneras diferentes de obtenerlas.

27.27 Compare una ortofoto con un mapa convencional de líneas y símbolos.

27.28 Analice las ventajas de las ortofotos en comparación con los mapas. Se tomará una fotografía aérea de un terreno de *X mi*. cuadrado. La altura de vuelo será de *H* pies sobre el terreno promedio, y la cámara tiene una distancia focal f. Si la apertura del plano focal es de 9 x 9 pulgadas, y la superposición lateral mínima es del 30%, ¿cuántas líneas de vuelo se necesitarán para cubrir el terreno para los datos dados en los problemas 27.29 y 27.30?

27.29* *X* = 8; *H* = 4.000; f = 152,4 mm.

27.30 *X* = 30; *H* = 10.000; f = 6 pulgadas. La fotografía aérea se tomó a una altura de vuelo de *H* pies sobre el terreno promedio. Si las dimensiones del plano focal de la cámara son 9 X 9 in, la distancia focal es f y el espaciado entre líneas de vuelo adyacentes es *X f pies*, ¿cuál es el porcentaje de solapamiento lateral para los datos dados en los Problemas 27.31 y 27.32?

27.31* *H* = 4.500; f = 152,4 mm; *X* = 4.700.

27.32 *H* = 6.800; f = 88,9 mm; *X* = 13.500. Se requieren fotografías a una escala de *S* para cubrir un área *X mi.* cuadrado. La cámara tiene una distancia focal f y dimensiones del plano focal de 9 X 9 in. Si el solapamiento final es del 60% y el solapamiento lateral del 30%, ¿cuántas fotos se requerirán para cubrir el área para los datos dados en los Problemas 27.33 y 27.34?

27.33 S = 1:6.000; *X* = 6; f = 152,4 mm

27.34 S = 1:14.400; *X* = 40; f = 89,0 mm.

27.35 Describa un sistema que emplee GPS y que pueda reducir o eliminar los levantamientos de control terrestre en fotogrametría.

27.36 ¿A qué longitudes de onda de energía electromagnética es sensible el ojo humano? ¿Qué longitudes de onda producen los colores azul, verde y rojo?

27.37 Analice los usos y ventajas de las imágenes satelitales. Los problemas 27.38 a 27.42 implican el uso de WOLFPACK con las imágenes 5 y 6 en el sitio web complementario. Las coordenadas terrestres de los puntos panelados se enumeran en el archivo “ground.crd”. Las coordenadas de los fiduciales se enumeran en el archivo “camera.fid”. Para hacer estos problemas, digitalice los ocho fiduciales y los puntos panelados 21002,4,41, GYM, WIL1 A, WIL1B y RD en

ambas imágenes. Después de digitalizar los puntos, realice una orientación interior para calcular las coordenadas fotográficas de los puntos en las imágenes 5 y 6. La distancia focal de la cámara es 153,742 mm.

27.38 Utilizando las coordenadas fotográficas de los puntos 4 y GYM en la imagen 5, determine la escala de la foto.

27.39 Utilizando las coordenadas fotográficas de los puntos 4 y GYM en la imagen 5, determine la altura de vuelo de la cámara en el momento de la exposición.

27.40 Utilizando las coordenadas fotográficas de los puntos 4 y GYM en las imágenes 5 y 6, determine las coordenadas terrestres de los puntos WIL1A y WIL1B utilizando la ecuación (27.12) y la ecuación (27.13).

27.41 Utilizando la opción de orientación exterior en WOLFPACK, determine los elementos de orientación exterior para la imagen 5.

27.42 Utilizando la opción de orientación exterior en WOLFPACK, determine los elementos de orientación exterior para la imagen 6.

BIBLIOGRAFÍA

Abd-Elrahman, and M. Gad-Elraab. 2008. "Using Commerical-Grade Digital Camera Images in the Estimation of Hydraulic Flume Bed Changes: Case Study." *Surveying and Land Information Science* 68 (No. 1): 35.

American Society for Photogrammetry and Remote Sensing. 2004. *Manual of Photogrammetry*, 5th Ed. Bethesda, MD.

———. 1997. *Manual of Remote Sensing, A Series, Earth Observing Platforms and Sensors*, 3rd Ed., (CD Rom), Bethesda, MD.

Cheves, M. 2009. "Eye in the Sky—A Visit to GeoEye." *The American Surveyor* 6 (No. 10): 12.

Crabtree, J. 2006. "The Enduring Importance of Standards in Aerial Mapping." *Professional Surveyor Supplement* 26 (No. 3): 4.

Craun, K. 2006. "ASPRS: Serving the Geospatial Community for 72 Years." *Professional Surveyor* 26 (No. 5): 22.

Easa, S. M. 2007. "Evaluation of the Netwon-Raphson Method for Three-Point Resection." *Surveying and Land Information Science* 67 (No. 1): 33.

Filin, S., et al. 2008. "From 2D to 3D land Parcelation: Fusion of LiDAR Data and Cadastral Maps." *Surveying and Land Information Science* 68 (No. 2): 81.

Heckroth, K., K. Jeyapalan, and J. Vogel. 2007. "Determination of Flight Vehicle Position and Orientation Using the Global Positioning System." *Surveying and Land Information Science* 67 (No. 1): 15.

Hutton, J., et al. 2009. "Simplifying Aerial Surveys." *Professional Surveyor* 29 (No. 5): 14.

Liberty, E., and J. Barnard. 2006. "History in the Making: Intelligent Lidar Imaging and Surveying for Historical Site Preservation." *Professional Surveyor* 26 (No. 10): 24.

Meade, M. E. 2009. "LiDAR Planning." *Point of Beginning* 34 (No. 4): 26.

Williams, B. 2009. "Small and Large Coexist." *Professional Surveyor* 29 (No. 5): 26.

Wolf, P. R., and B. A. Dewitt. 2000. *Elements of Photogrammetry: With Applications in GIS*, 3rd Ed. New York: McGraw-Hill.

■ 28.1 INTRODUCCIÓN

El término Sistema de Información Geográfica (SIG) apareció por primera vez en la literatura publicada a mediados de la década de 1960. Pero aunque el término es relativamente nuevo, muchos de sus conceptos existen desde hace mucho tiempo. Por ejemplo, el concepto de superposición de mapas, que es una de las herramientas importantes utilizadas en el análisis espacial SIG (véase la Sección 28.9), fue utilizado por el cartógrafo francés Louis-Alexandre Berthier hace más de 200 años. Preparó y superpuso una serie de mapas para analizar los movimientos de tropas durante la Revolución Americana. En 1854, el Dr. John Snow demostró otro ejemplo temprano que ilustra el uso y el valor del concepto de superposición. Superpuso un mapa de Londres que mostraba dónde habían ocurrido muertes por cólera con otro que mostraba las ubicaciones de los pozos en esa ciudad para demostrar la relación entre esos dos conjuntos de datos. Estos primeros ejemplos ilustran los fundamentos que aún constituyen la base de nuestros SIG modernos, es decir, tomar decisiones basadas en el análisis simultáneo de datos de diferentes tipos, todos ubicados espacialmente en un sistema de referencia geográfica común. Sin embargo, las capacidades y beneficios completos de nuestros SIG modernos no pudieron ocurrir hasta la llegada de la computadora. En general, un sistema de información geográfica puede definirse como un sistema de hardware, software, datos y estructura organizativa para recopilar, almacenar, manipular y analizar espacialmente datos “georreferenciados” y mostrar la información resultante de esos procesos. Una definición más detallada (Hanigan, 1988) describe un SIG como “cualquier sistema de gestión de la información que puede:

1. Recopilar, almacenar y recuperar información en función de su ubicación espacial;

2. Identificar ubicaciones dentro de un entorno objetivo que cumplan criterios específicos;

3. Explorar las relaciones entre los conjuntos de datos dentro de ese entorno;

4. Analizar espacialmente los datos relacionados como ayuda para la toma de decisiones sobre ese entorno;

5. Facilitar la selección y transferencia de datos a modelos analíticos específicos de la aplicación, capaces de evaluar el impacto de las alternativas en el entorno elegido; y

6. Visualizar el entorno seleccionado tanto gráfica como numéricamente, antes o después del análisis.

El hilo conductor común a ambas definiciones dadas es que, en un SIG, las decisiones se toman con base en análisis espaciales realizados sobre conjuntos de datos referenciados en un sistema geográfico común. El sistema de referencia geográfica utilizado podría ser un sistema de coordenadas UTM o de planos estatales, latitud y longitud, u otro sistema

de coordenadas local adecuado. En cualquier SIG, la precisión de los análisis espaciales y, por lo tanto, la validez de las decisiones alcanzadas como resultado de esos análisis dependen directamente de la calidad de los datos relacionados espacialmente utilizados. Por lo tanto, es importante comprender desde el comienzo de este capítulo que el papel del topógrafo en el desarrollo de conjuntos de datos posicionados con precisión es fundamental en la actividad de los SIG. Un concepto generalizado de cómo se recopilan y superponen datos de diferentes tipos o "capas" en un SIG se ilustra en la Figura 28.1. En esa figura, los mapas A a G representan algunas de las diferentes capas de información relacionada espacialmente que se pueden registrar digitalmente e incorporar a una base de datos SIG e incluyen parcelas de diferentes propietarios de tierras A, zonificación B, llanuras aluviales C, humedales D, El mapa E representa los tipos de suelo F y el mapa G es el marco de referencia geodésico, que consiste en la red de puntos de control topográfico de la zona.

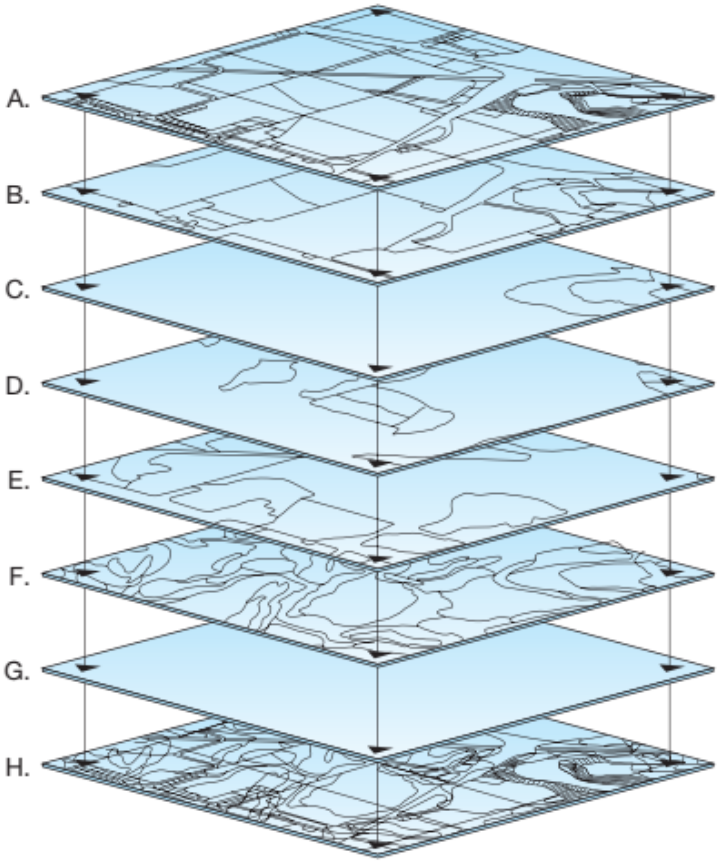


Figura 28.1
Concepto de capas en un sistema de información geográfica. Las capas del mapa que se muestran son: (A) parcelas;
(B) zonificación;
(C) llanuras aluviales;
(D) humedales;
(E) cobertura del suelo;
(F) suelos;
(G) marco de referencia; y
(H) superposición compuesta. (Del Centro de Información Territorial y Gráficos por Computadora, Facultad de Ciencias Agrícolas y de la Vida, Universidad de Wisconsin-Madison. Cortesía de la Facultad de Ciencias Agrícolas y de la Vida de la Universidad de Wisconsin-Madison).

Cabe destacar que estos puntos de control se encuentran en cada una de las demás capas, lo que permite ubicar espacialmente todos los datos en un sistema de referencia común. De esta manera, se pueden crear con precisión mapas compuestos que combinan dos o más conjuntos de datos diferentes. Por ejemplo, en la Figura 28.1, el mapa inferior H es la composición de todas las capas. Un SIG combina software convencional de gestión de bases de datos con software para la manipulación de datos espaciales. Esta combinación permite el almacenamiento, la recuperación, la superposición y la visualización simultáneos de muchos conjuntos de datos relacionados espacialmente, como se ilustra en la Figura 28.1. Estas capacidades, junto con un software SIG sofisticado para analizar y consultar los conjuntos de datos resultantes de estas diferentes combinaciones de superposición y visualización, proporcionan respuestas a preguntas que antes eran imposibles de obtener. Como resultado, los SIG se han vuelto extremadamente importantes en la planificación, el diseño, la evaluación de impacto, el modelado predictivo y muchas otras aplicaciones.

Los SIG se han aplicado en prácticamente todos los campos de actividad imaginables, desde la ingeniería hasta la agricultura, y desde la epidemiología hasta la gestión de la vida silvestre. La predicción de inundaciones a gran escala regional, como a nivel estatal, es un ejemplo que ilustra algunos de los beneficios que se pueden obtener al usar los SIG. Los datos críticos relacionados con la ubicación que se ingresan en el SIG para respaldar la predicción de inundaciones a nivel estatal incluirían la topografía del estado; el tipo de suelo; la cobertura del suelo; el número, tamaño y ubicación de las cuencas hidrográficas; la red fluvial existente con registros de aforo; la ubicación y el tamaño de los puentes, alcantarillas y otras estructuras de drenaje existentes; datos sobre las presas existentes y la capacidad de almacenamiento de agua de sus embalses asociados; y registros de la intensidad y duración de las lluvias pasadas.

Con estos y otros conjuntos de datos, junto con un modelo para estimar la escorrentía, se puede usar una computadora para realizar un análisis y predecir la ubicación de posibles inundaciones y su gravedad. Además, se pueden realizar experimentos en los que se pueden variar ciertos parámetros de entrada. Algunos ejemplos podrían ser:

(1) la introducción de una lluvia extremadamente intensa durante un período prolongado en un área determinada para evaluar la magnitud de la inundación resultante, y

(2) la adición de presas y otras estructuras de contención de inundaciones de diferentes tamaños en ubicaciones específicas, para analizar su impacto en la mitigación del desastre.

Se podrían dar muchos otros ejemplos similares. Obviamente, los SIG son herramientas muy poderosas y su uso aumentará significativamente en el futuro. La implementación exitosa de los SIG depende de personas con experiencia y habilidades en diversas disciplinas, pero ninguna es más importante que las contribuciones de quienes se dedican a la topografía (geomática). Prácticamente todos los aspectos de la topografía, y por lo tanto todo el material presentado en los capítulos anteriores de este libro, están relacionados con el desarrollo, la gestión y el uso de los SIG. Sin embargo, revisten especial importancia el sistema de posicionamiento global (capítulos 13 a 15), los levantamientos topográficos (capítulo 17), la cartografía (capítulo 18), los levantamientos de control y los marcos de referencia (capítulo 19), los sistemas de coordenadas (capítulo 20), los levantamientos catastrales o de límites (capítulo 21), el Sistema de Levantamiento de Tierras Públicas de EE. UU. (capítulo 22) y la fotogrametría y la teledetección (capítulo 27). Además de los especialistas en topografía (geomática), el personal de los campos de la informática, la geografía, la edafología, la silvicultura, la arquitectura paisajística y muchos otros desempeñan un papel importante en el desarrollo de los SIG.

■ 28.2 SISTEMAS DE INFORMACIÓN TERRITORIAL

Los términos Sistema de Información Geográfica (SIG) (en inglés GIS) y Sistema de Información Territorial (SIT)(en inglés LIS) a veces se usan indistintamente. Tienen muchas similitudes, pero la característica distintiva entre ambos es que un SIT se centra principalmente en los datos de los registros de tierras. La información almacenada en un SIT para una localidad determinada incluiría una base de datos espacial de información de parcelas de tierra derivada de las descripciones de propiedades en el sistema de Tierras Públicas de EE. UU.; otros tipos de descripciones legales, como linderos o bloques y lotes que se aplican a las parcelas en el área; y otros datos catastrales. Podría incluir las escrituras reales y otros registros vinculados a los datos espaciales. También se incluiría información sobre mejoras y valores de parcelas. Los sistemas de información territorial y los sistemas de información geográfica pueden compartir fuentes de datos como redes de control, información de propiedad de parcelas y límites municipales. Sin embargo, un SIG generalmente incorporará datos de un rango más amplio y podría incluir capas como topografía, tipos de suelo, cobertura del suelo, hidrografía, profundidad del agua subterránea, etc. Debido a su enfoque más limitado, existe una tendencia a considerar un LIS como un subconjunto de un SIG. Los LIS se utilizan para obtener respuestas a preguntas sobre quién tiene propiedad o intereses en la tierra en un área determinada, la naturaleza particular de esos intereses y la tierra específica afectada por ellos. También pueden proporcionar información sobre qué recursos y mejoras existen en un área determinada y dar sus valores. Las respuestas a estas preguntas son esenciales para hacer tasaciones de propiedades para impuestos, transferir títulos de propiedad, hipotecar, tomar decisiones de inversión, resolver disputas de límites y desarrollar carreteras, servicios públicos y otros servicios en el terreno que requieren tasación de tierras y adquisiciones de propiedades. Los datos también son críticos en el desarrollo de políticas y planificación del uso del suelo.

■ 28.3 FUENTES Y CLASIFICACIONES DE DATOS SIG

Como se señaló anteriormente, las capacidades y beneficios de cualquier SIG están directamente relacionados con el contenido y la integridad de su base de datos. Los datos que se ingresan en un SIG provienen de muchas fuentes y pueden ser de calidad variable. Para dar soporte a un SIG específico, generalmente se requiere recopilar una cantidad considerable de información nueva específicamente para su base de datos. Sin embargo, lo más probable es que parte de los datos se obtengan de fuentes existentes, como mapas, planos de ingeniería, fotografías aéreas, imágenes satelitales y otros documentos y archivos desarrollados para otros fines. La creación de la base de datos es uno de los

aspectos más costosos y complejos del desarrollo de un SIG. De hecho, se estima que esta actividad puede representar entre el 60 % y el 80 % del costo total de la implementación de un SIG. En los SIG se utilizan dos clasificaciones básicas de datos: (1) espaciales y (2) no espaciales. Estas se describen en las secciones siguientes.

■ 28.4 DATOS ESPACIALES

Los datos espaciales, a veces denominados indistintamente datos gráficos, consisten generalmente en elementos naturales y culturales que pueden representarse con líneas o símbolos en mapas, o visualizarse como imágenes en fotografías. En un SIG, estos datos deben representarse y ubicarse espacialmente, en formato digital, mediante una combinación de elementos fundamentales denominados «objetos espaciales simples». Los formatos utilizados en esta representación son vectoriales o ráster. Las «relaciones espaciales relativas» de los objetos espaciales simples vienen dadas por su topología. Estos importantes temas de SIG:

(1) objetos espaciales simples,

(2) formatos de datos y

(3) topología, se describen en las siguientes subsecciones.

28.4.1 Objetos Espaciales Simples

Los objetos espaciales simples más utilizados para la ubicación espacial de datos se ilustran en la Figura 28.2 y se describen a continuación:

1. Los puntos definen ubicaciones geométricas únicas. Se utilizan para ubicar elementos como casas, pozos, minas o puentes [véase la Figura 28.2(a)]. Sus coordenadas proporcionan la ubicación espacial de los puntos, generalmente en sistemas de coordenadas estatales o UTM (véase el Capítulo 20).

2. Las líneas y las cadenas se obtienen conectando puntos. Una línea conecta dos puntos, y una cadena es una secuencia de dos o más líneas conectadas. Las líneas y las cadenas se utilizan para representar y ubicar carreteras, arroyos, cercas, límites de propiedad, etc. [véase la Figura 28.2(b)].

3. Las áreas interiores consisten en el espacio continuo dentro de tres o más líneas o cadenas conectadas que forman un bucle cerrado [véase la Figura 28.2(c)]. Por ejemplo, las áreas interiores se utilizan para representar y ubicar los límites de las jurisdicciones gubernamentales, parcelas de propiedad, diferentes tipos de cobertura del suelo, o grandes edificios.

4. Los píxeles suelen ser pequeños cuadrados que representan los elementos más pequeños en los que se divide una imagen digital [véase la Figura 28.2(d)]. Las matrices continuas de píxeles, dispuestas en filas y columnas, se utilizan para introducir datos de fotografías aéreas, ortofotos, imágenes satelitales, etc. Asignar un valor numérico a cada píxel especifica la distribución de colores o tonos en toda la imagen. El tamaño del píxel puede variar y generalmente se especifica mediante el número de puntos por pulgada (dpi). Por ejemplo, 100 dpi corresponderían a cuadrados con dimensiones de 1/100 de pulgada por lado. Por lo tanto, 100 dpi equivalen a 10.000 píxeles por pulgada cuadrada.

5. Las celdas de la cuadrícula son elementos individuales, generalmente cuadrados, dentro de una variable geográfica continua. Al igual que los píxeles, su tamaño puede variar, y las celdas más pequeñas ofrecen una mejor resolución. Las celdas de la cuadrícula pueden usarse para representar pendientes, tipos de suelo, cobertura vegetal, profundidad del nivel freático, valores de la tierra, densidad de población, etc. La distribución de un tipo de dato determinado dentro de un área se indica asignando un valor numérico a cada celda; por ejemplo, para mostrar los tipos de suelo en un área, se usa el número 2 para representar arena, 5 para marga y 9 para arcilla, como se ilustra en la Figura 28.2(e).

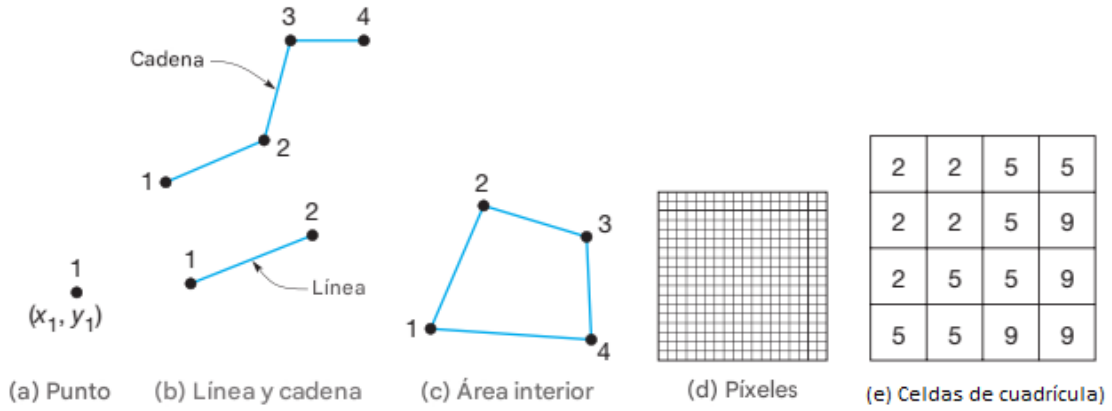


Figura 28.2 Objetos espaciales simples utilizados para representar datos digitalmente en un SIG.

28.4.2 Formatos Vectorial y Raster Los objetos espaciales simples descritos en la Sección 28.4.1 dan lugar a dos formatos diferentes para almacenar y manipular datos espaciales en un SIG: vectorial y raster. Cuando los datos se representan en formato vectorial, se utiliza una combinación de puntos, líneas, cadenas y áreas interiores. El formato raster utiliza píxeles y celdas de cuadrícula. En el formato vectorial, los puntos se utilizan para especificar ubicaciones de objetos como monumentos de control topográfico, postes de servicios públicos o alcantarillas; las líneas y cadenas representan características lineales como carreteras, líneas de transmisión o límites; y las áreas interiores muestran regiones con atributos comunes; por ejemplo, entidades gubernamentales o áreas de cobertura terrestre uniforme. Un ejemplo que ilustra el formato vectorial se presenta en la Figura 28.3 y la Tabla 28.1. La Figura 28.3 muestra dos parcelas de terreno adyacentes, una designada como parcela I, propiedad de Smith, y la otra identificada como parcela II, propiedad de Brown. Como se muestra, la configuración consta de puntos, líneas y áreas. La representación vectorial de los datos se puede lograr creando un conjunto de tablas que enumeran estos puntos, líneas y áreas (Tabla 28.1). Los datos dentro de las tablas están vinculados mediante identificadores y relacionados espacialmente a través de las coordenadas de los puntos. Como se ilustra en la Tabla 28.1 (a), todos los puntos en el área se identifican mediante un número de referencia. De manera similar, cada línea se describe por sus puntos extremos, como se muestra en la Tabla 28.1(b) y las coordenadas de los extremos ubican espacialmente las distintas líneas. Como se muestra en la Tabla 28.1(c), las áreas de la Figura 28.3 están definidas por las líneas que las delimitan. Al igual que antes, las coordenadas de los extremos de las líneas ubican las áreas y permiten determinar su ubicación y calcular su magnitud.

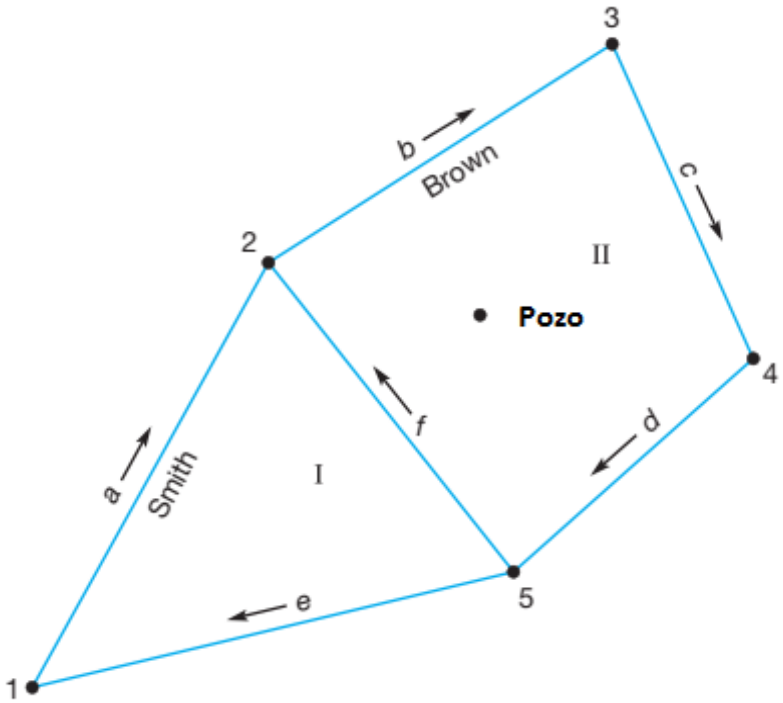
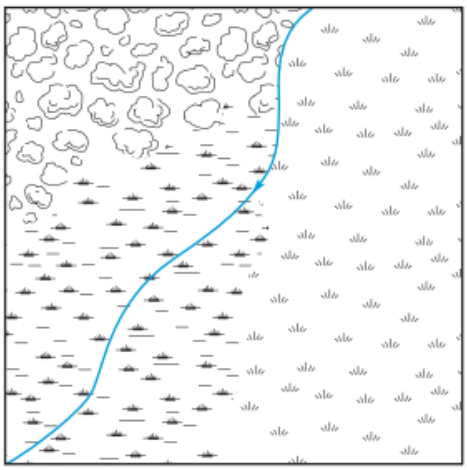


Figura 28.3 Representación vectorial de un registro gráfico

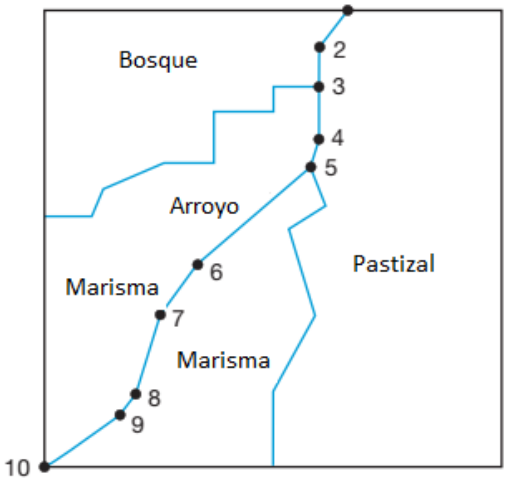
TABLA 28.1 REPRESENTACIÓN VECTORIAL DE LA FIGURA 28.3

(a)		(b)		(c)	
Identificador de punto	Coordenadas	Identificador de línea	Puntos	Identificador de área	Líneas
1	$(X, Y)_1$	*a*	1,2	I	*a, f, e*
2	$(X, Y)_2$	*b*	2,3	II	*b, c, d, f*
3	$(X, Y)_3$	*c*	3,4		
4	$(X, Y)_4$	*d*	4,5		
5	$(X, Y)_5$	*e*	5,1		
Pozo	(X, Y)pozo	*f*	5,2		

Otro tipo de datos también puede representarse en formato vectorial. Por ejemplo, consideremos el caso sencillo ilustrado con el mapa de cobertura del suelo que se muestra en la Figura 28.4(a). En esa figura, las áreas con diferentes coberturas del suelo (bosque, marisma, etc.) se muestran con símbolos topográficos estándar (véase la Figura 18.5). Una representación vectorial de esta región se muestra en la Figura 28.4(b). Aquí, líneas y cadenas delimitan las regiones con una cobertura del suelo común. La cadena consiste en la que conecta los puntos del 1 al 10. Mediante tablas similares a la Tabla 28.1, los datos de esta figura también pueden introducirse en un SIG utilizando el formato vectorial. Habiendo considerado estas sencillas representaciones vectoriales, imaginemos la magnitud y la complejidad de introducir datos en formato vectorial para cubrir un área mucho mayor, como la que se muestra en el mapa de la Figura 17.2. Como alternativa al enfoque vectorial, los datos pueden representarse en formato ráster utilizando celdas de cuadrícula (o píxeles si los datos se derivan de imágenes). Cada celda (o píxel) de igual tamaño se ubica de forma única mediante sus números de fila y columna, y se codifica con un valor numérico o código que corresponde a las propiedades del área específica que cubre. En el formato ráster, un punto se indicaría con una sola celda de la cuadrícula, una línea se representaría como una secuencia (matriz lineal) de celdas de la cuadrícula adyacentes con el mismo código, y un área con propiedades comunes se mostraría como un grupo de celdas contiguas con el mismo código. Por lo tanto, debe tenerse en cuenta que, en general, el método ráster produce un nivel de precisión o definición de puntos, líneas y áreas menos preciso que el método vectorial. En el formato ráster, el tamaño de las celdas individuales define la resolución, o precisión, con la que se representan los datos. Cuanto menor sea el área cubierta por cada celda, mayor será la resolución de cualquier imagen dada. En la Figura 28.4(c) y (d) se muestran ejemplos que ilustran la representación ráster y la degradación de la resolución con el aumento del tamaño de la cuadrícula. En estas figuras, los datos de cobertura del suelo de la Figura 28.4(a) se han introducido como dos conjuntos de datos ráster diferentes. A cada celda se le ha asignado un valor que representa una de las clases de cobertura terrestre, es decir, F para bosque, G para pastizal, M para marisma y S para arroyo. La Figura 28.4(c) muestra el área con una cuadrícula de resolución relativamente grande y, como se muestra, produce una representación gruesa de los puntos, líneas y áreas originales. Con una cuadrícula de resolución más fina, como en la Figura 28.4(d), los puntos, líneas y áreas se representan con mayor precisión. Sin embargo, es importante tener en cuenta que a medida que aumenta la resolución de la cuadrícula, también aumenta el volumen de datos (número de celdas de la cuadrícula) necesario para ingresar los datos.



(a)



(b)

F	F	F	S	G	G
F	F	M	S	G	G
F	M	S	S	G	G
M	S	S	G	G	G
M	S	M	G	G	G
S	S	M	G	G	G

(c)

F	F	F	F	F	F	F	S	G	G	G	G
F	F	F	F	F	F	F	S	G	G	G	G
F	F	F	F	F	F	M	S	G	G	G	G
F	F	F	F	F	M	M	S	G	G	G	G
F	F	M	M	M	M	S	S	G	G	G	G
F	M	M	M	M	S	S	G	G	G	G	G
M	M	M	M	S	S	M	G	G	G	G	G
M	M	M	S	M	M	M	G	G	G	G	G
M	M	S	S	M	M	M	G	G	G	G	G
M	M	S	M	M	M	G	G	G	G	G	G
M	S	S	M	M	M	G	G	G	G	G	G
S	S	M	M	M	M	G	G	G	G	G	G

(d)

Figura 28.4

Mapas de cobertura terrestre de una región, (a) La región utilizando símbolos topográficos estándar, (b) Representación vectorial de la misma región, (c) Representación ráster de la región utilizando una celda de cuadrícula de resolución gruesa, (d) Representación ráster utilizando una celda de cuadrícula de resolución más fina.

A pesar de la resolución más gruesa presente en una representación ráster de características espaciales, este formato todavía se usa con frecuencia en los SIG. Una razón es que muchos datos están disponibles en formato ráster. Ejemplos incluyen fotos aéreas, ortofotos e imágenes satelitales. Otra razón de la popularidad del formato ráster es la facilidad con la que permite la recopilación, el almacenamiento y la manipulación de datos usando computadoras. Además, se pueden hacer fácilmente varios refinamientos de imágenes ráster usando programas de software de "procesamiento de imágenes" disponibles. Finalmente, para muchos conjuntos de datos como humedales y tipos de suelo, las ubicaciones de los límites son bastante vagas y el uso del formato ráster no afecta negativamente la precisión inherente de los datos.

28.4.3 Topología

La topología es una rama de las matemáticas que describe cómo se relacionan los objetos espaciales entre sí. Los tamaños, dimensiones y formas únicos de los objetos individuales no son abordados por la topología. Más bien, es sólo lo que se especifican sus relaciones relativas. Al hablar de topología, es necesario primero definir nodos, cadenas y polígonos. Estos son algunos objetos espaciales simples adicionales que se usan comúnmente para especificar las relaciones topológicas de la información ingresada en bases de datos SIG.

Los nodos definen los inicios y finales de las cadenas, o identifican las uniones de cadenas que se cruzan. Las cadenas son similares a líneas (o cuerdas) y se usan para definir los límites de ciertas áreas o delimitar límites específicos. Los polígonos son bucles cerrados similares a áreas y se definen por una serie de cadenas conectadas. A veces, en

topología, existen nodos individuales dentro de polígonos para fines de etiquetado. En los SIG, las relaciones topológicas más importantes son:

1. Conectividad. Especificar qué cadenas están conectadas en qué nodos.

2. Dirección. Definir un "nodo de origen" y un "nodo de destino" de una cadena.

3. Adyacencia. Indicar qué polígonos son adyacentes a la izquierda y cuáles son adyacentes a la derecha de una cadena.

4. Anidamiento. Identificar qué objetos espaciales simples están dentro de un polígono. Podrían ser nodos, cadenas u otros polígonos más pequeños.

Las relaciones topológicas descritas se ilustran con ejemplos en la Figura 28.3. Por ejemplo, en la figura, mediante la conectividad, se establece que los nodos 2 y 3 están conectados para formar la cadena etiquetada como ***b***. La conectividad también indica que en el nodo 2, las cadenas ***a***, ***b*** y f están conectadas. Las relaciones topológicas se suelen listar en tablas y se almacenan en la base de datos de un SIG. La Tabla 28.2(a) resume todas las relaciones de conectividad de la Figura 28.3.

Las direcciones de las cadenas también se indican topológicamente en la Figura 28.3. Por ejemplo, la cadena ***b*** va del nodo 2 al nodo 3. Las direcciones pueden ser muy importantes en un SIG para establecer cosas como el flujo de un río o la dirección del tráfico en calles de sentido único. En un SIG, a menudo se sigue una convención de dirección consistente, es decir, avanzar en el sentido de las agujas del reloj alrededor de los polígonos. La Tabla 28.2(b) resume las direcciones de todas las cadenas dentro de la Figura 28.3. La topología de la Figura 28.3 también describiría, por adyacencia, que Smith y Brown comparten un límite común, que es la cadena f del nodo 5 al nodo 2, y que Smith está en el lado izquierdo de la cadena y Brown en el derecho.

TABLA 28.2 RELACIONES TOPOLÓGICAS DE LOS ELEMENTOS EN EL REGISTRO GRÁFICO DE LA FIGURA 28.3

(a) Conectividad		(b) Dirección			(c) Adyacencia			(d) Anidamiento	
Nodos	Cadena	Cadena	Desde el nodo	Al nodo	Cadena	Polígono izquierdo	Polígono derecho	Polígono	Nodo anidado
1–2	*a*	*a*	1	2	*a*	0	I	II	Pozo
2–3	*b*	*b*	2	3	*b*	0	II		
3–4	*c*	*c*	3	4	*c*	0	II		
4–5	*d*	*d*	4	5	*d*	0	II		
5–1	*e*	*e*	5	1	*e*	0	I		
5–2	*f*	*f*	5	2	*f*	I	II		

Obviamente, la dirección de la cadena debe especificarse antes de poder declarar las posiciones izquierda o derecha. La Tabla 28.2(c) muestra las relaciones de adyacencia de la Figura 28.3. Nótese que se ha utilizado un cero para designar las regiones fuera de los polígonos y más allá del área de interés. El anidamiento establece que el pozo está contenido dentro del polígono de Brown. La Tabla 28.2(d) muestra esa información topológica. Las relaciones expresadas a través de los identificadores de puntos, líneas y áreas de la Tabla 28.1 y la topología de la Tabla 28.2 dan como resultado conceptualmente un "mapa". Con este tipo de información disponible para la computadora, se hacen posibles los procesos de análisis y consulta de un SIG.

■ 28.5 DATOS NO ESPACIALES

Los datos no espaciales, también llamados a menudo datos de atributos o descriptivos, describen regiones geográficas o definen características de elementos espaciales dentro de regiones geográficas. Los datos no espaciales suelen ser alfanuméricos y proporcionan información como el color, la textura, la cantidad, la calidad y el valor de los elementos.

Smith y Brown, como propietarios de las parcelas I y II de la Figura 28.3, y las clasificaciones de cobertura del suelo de bosque, marisma, pastizal y arroyo en la Figura 28.4 son ejemplos. Otros ejemplos podrían incluir las direcciones de los propietarios de parcelas de terreno, sus tipos de zonificación, fechas de compra y valores catastrales; o datos sobre una carretera en particular, incluyendo su número de ruta, tipo de pavimento, número de carriles, anchos de carril y año de la última repavimentación. Los datos no espaciales a menudo se derivan de fuentes como documentos, archivos y tablas. En general, los datos espaciales tendrán atributos no espaciales relacionados, por lo que debe establecerse algún tipo de vínculo entre estos dos tipos diferentes de información. Por lo general, esto se logra mediante un identificador común que se almacena junto con los datos gráficos y no gráficos. Se pueden utilizar identificadores como un número de identificación de parcela único, una etiqueta de celda de cuadrícula o el punto kilométrico específico a lo largo de una carretera determinada.

■ 28.6 CONVERSIONES DE FORMATOS DE DATOS

Al manipular información dentro de una base de datos SIG, a menudo es necesario integrar datos vectoriales y ráster o convertirlos de un formato a otro. La integración de ambos tipos de datos, es decir, el uso simultáneo de ambos, se suele realizar mostrando datos vectoriales superpuestos sobre una imagen ráster de fondo, como se ilustra en la Figura 28.5. En dicha figura, los datos vectoriales que representan las viviendas (puntos) existentes dentro de las diferentes subdivisiones (áreas) se superponen sobre una imagen satelital de la misma área. Este gráfico se desarrolló como parte de un estudio de crecimiento y distribución de la población realizado para un municipio. La combinación de datos vectoriales y ráster es útil para proporcionar un marco de referencia y ayudar a los operadores SIG a interpretar los datos mostrados. A veces es necesario o conveniente convertir datos ráster a formato vectorial o viceversa. Los procedimientos para realizar estas conversiones se describen en las subsecciones siguientes.

28.6.1 Conversión de vector a ráster.

La conversión de vector a ráster, también conocida como codificación, puede realizarse de varias maneras, tres de las cuales se ilustran en la Figura 28.6. La Figura 28.6(a) muestra la superposición de la representación vectorial de la Figura 28.4(b) con un ráster de celdas de cuadrícula de baja resolución. En un método de conversión, denominado codificación de tipo predominante, a cada celda de la cuadrícula se le asigna el valor correspondiente a la característica predominante del área que abarca. Por ejemplo, la celda ubicada en la fila 3, columna 1 de la Figura 28.6(a) se superpone a dos polígonos: uno de bosque (tipo F) y otro de marisma (tipo M). Como se muestra en la Figura 28.6(b), dado que la mayor parte de esta celda corresponde a bosque, se le asigna el valor F, que representa el tipo predominante.

Figura 28.5. Datos vectoriales superpuestos sobre una imagen rasterizada de fondo. (Cortesía de Tom Pantages).

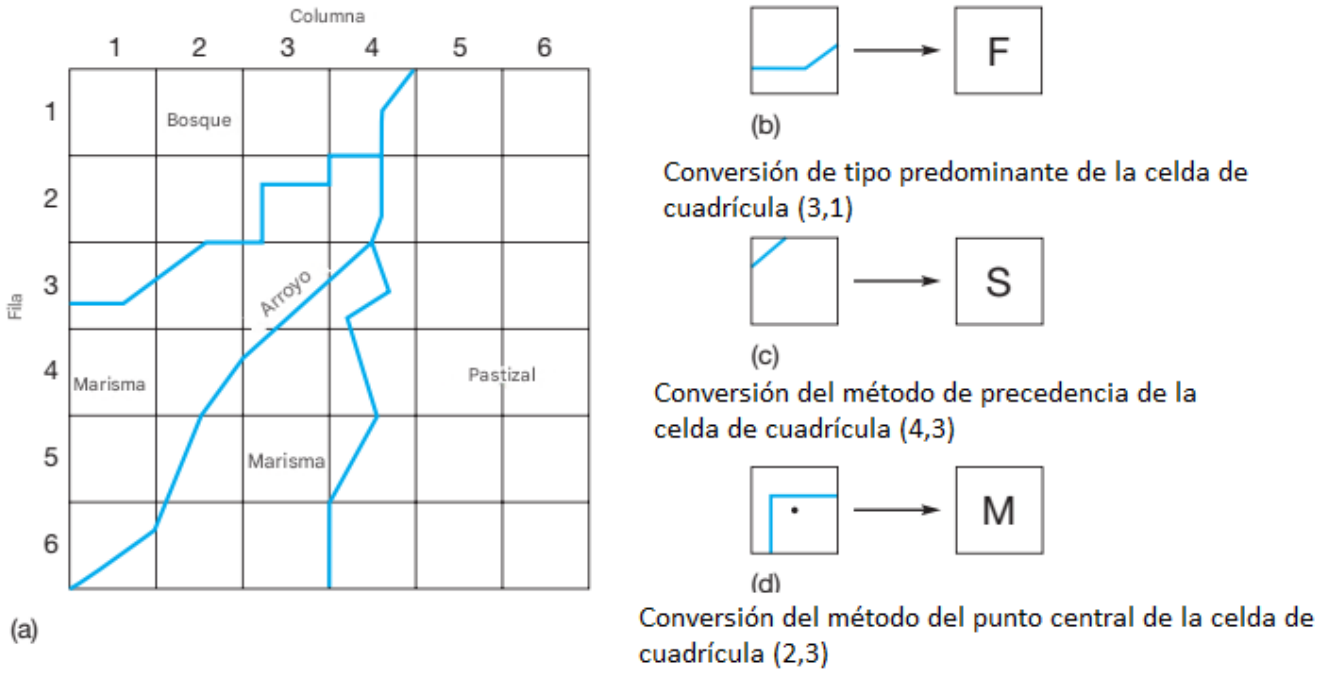


Figura 28.6 Métodos para convertir datos de formato vectorial a ráster,

(a) Representación vectorial de la Figura 28.4

(b) superpuesta sobre un formato ráster grueso,

(b), (c) y (d) conversión de vector a ráster por tipo predominante, precedencia y método de punto central, respectivamente.

En otro método de codificación, llamado codificación de precedencia, cada categoría en los datos vectoriales se clasifica según su importancia o "precedencia" con respecto a las demás categorías. En otras palabras, a cada celda se le asigna el valor de la categoría de mayor rango presente en el área correspondiente de los datos vectoriales. Un ejemplo común involucra el agua. Si bien el cauce de un arroyo puede cubrir solo una pequeña porción del área de una celda, es posiblemente la característica más importante en esa área. Además, es importante evitar la fragmentación del arroyo. Por lo tanto, para la celda en la fila 4, columna 3 de la Figura 28.6(a), que se ilustra en la Figura 28.6(c), al agua se le daría la mayor precedencia y la celda se codificaría como S, aunque la mayor parte de la celda esté cubierta por un pantano. La codificación de punto central es la tercera técnica para convertir de datos vectoriales a ráster. Aquí, a una celda simplemente se le asigna el valor de la categoría en la ubicación vectorial correspondiente a su punto central. En la figura 28.6(d) se muestra un ejemplo, que representa la celda de la fila 2, columna 3 de la figura 28.6(a). En este caso, dado que existe un pantano en el centro de la celda, toda la celda se clasifica como categoría M. Cabe destacar que la celda de la fila 3, columna 4 se clasificaría como pastizal según su tipo predominante, como arroyo según su precedencia y como pantano según su punto central. Esto ilustra cómo diferentes procesos de conversión pueden generar clasificaciones distintas para los mismos datos.

La precisión de estas conversiones de vector a ráster depende del tamaño de la cuadrícula utilizada. Obviamente, usar un ráster con celdas grandes daría como resultado una representación relativamente imprecisa de los datos vectoriales originales. Por otro lado, una cuadrícula de alta resolución puede representar los datos vectoriales con gran precisión, pero requeriría una gran cantidad de memoria de computadora. Por lo tanto, la elección de la resolución de la cuadrícula implica un compromiso entre la eficiencia computacional y la precisión espacial.

28.6.2 Conversión de ráster a vector

Las conversiones de ráster a vector se definen de forma más imprecisa que las de vector a ráster. El procedimiento consiste en extraer líneas de datos ráster, que representan elementos lineales como carreteras, arroyos o límites de tipos de datos comunes. Si bien el método es básicamente sencillo y consiste en identificar los píxeles o celdas por donde pasan las líneas vectoriales, los contornos resultantes, dentados o en forma de "escalera", no son representativos de las líneas reales. Un ejemplo de conversión de ráster a vector se ilustra en la Figura 28.7(a), que muestra las celdas que identifican la línea del arroyo de la Figura 28.4(b). Una vez seleccionadas estas celdas, surge el problema de cómo ajustar una línea a estas formas dentadas. Una solución consiste simplemente en conectar los centros de celdas adyacentes [véase la Figura 28.7(b)] con segmentos de línea. Sin embargo, cabe señalar que la línea resultante [véase la Figura 28.7(c)] no coincide del todo con el arroyo original de la Figura 28.4(a). Este ejemplo ilustra que, por lo general, es necesario algún tipo de suavizado de líneas para representar adecuadamente los límites ligeramente curvos que se dan normalmente en la naturaleza. Sin embargo, ajustar líneas suaves a los límites dentados de las celdas es un problema matemático complejo que no necesariamente tiene una solución única. En última instancia, la decisión se reduce a elegir entre la precisión de la representación y el coste computacional. Independientemente de la conversión que se realice, se introducen errores durante el proceso y se pierde información de los datos originales. El uso de celdas de cuadrícula más pequeñas mejora los resultados. No obstante, como se ilustra en el ejemplo de la Figura 28.7, si un conjunto de datos se convierte de vector a ráster y luego de nuevo a vector (o viceversa), es probable que el conjunto de datos final no coincida con el original. Por lo tanto, es importante que los operadores de SIG sepan cómo se han manipulado sus datos y qué se puede esperar si se realiza una conversión.

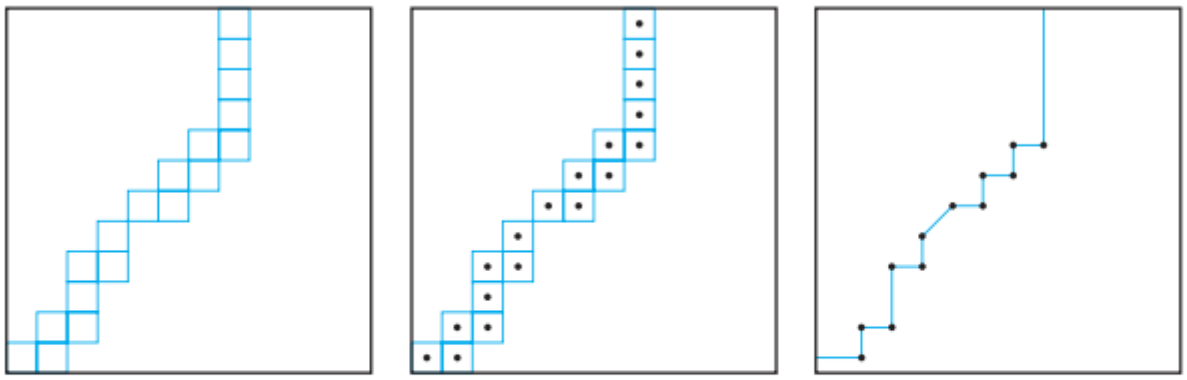


Figura 28.7 Conversión de datos de formato ráster a vectorial. (a) Celdas que identifican la línea de corriente de la Figura 28.4(a). (b) Centros de las celdas. (c) Representación vectorial de la línea de corriente recreada mediante la conexión de los centros de las celdas adyacentes.

■ 28.7 CREACIÓN DE BASES DE DATOS SIG

Se deben considerar varios factores importantes antes de desarrollar la base de datos para un SIG. Estos incluyen los tipos de datos que se necesitan obtener, los formatos óptimos para estos datos, el sistema de coordenadas de referencia que se utilizará para relacionar espacialmente todos los datos y la precisión necesaria de cada tipo de dato. También se deben considerar las disposiciones para actualizar la base de datos. Una vez tomadas estas decisiones, el siguiente paso es localizar las fuentes de datos. Dependiendo de la situación, puede ser posible utilizar datos existentes, en cuyo caso podría resultar un ahorro de costos significativo. Sin embargo, en muchos casos, es necesario recopilar nuevos datos para satisfacer las necesidades del SIG. Existen diferentes métodos disponibles para generar los datos digitales necesarios para respaldar un SIG. Estos se analizan en las subsecciones que siguen. Independientemente del método utilizado, se deben incluir metadatos (véase la Sección 28.8) con cada archivo de datos para documentar su origen, los instrumentos y procedimientos utilizados para recopilarlo, su sistema de coordenadas de referencia y datum de elevación, su precisión y cualquier otra información necesaria para calificar los datos o describir su carácter.

28.7.1 Generación de datos digitales a partir de levantamientos de campo

La información espacial necesaria para un SIG se genera a menudo mediante la realización de nuevos levantamientos de campo específicamente para ese fin. Cualquiera de los equipos y procedimientos descritos en capítulos anteriores que sean capaces de localizar objetos en el espacio puede utilizarse para este trabajo. Sin embargo, los instrumentos de estación total conectados a colectores de datos y equipos GNSS son particularmente convenientes porque pueden proporcionar de forma rápida y eficiente las coordenadas de los puntos directamente en un sistema de coordenadas de referencia adecuado para el SIG, y porque los códigos de identificación necesarios también pueden introducirse en el momento de la recopilación de datos. Con estos instrumentos se pueden obtener tanto posiciones planimétricas como datos de elevación (preferiblemente en forma de modelos digitales de elevación). Sin embargo, debe recordarse que las elevaciones obtenidas con equipos GNSS están relacionadas con el elipsoide y, por lo tanto, deben convertirse a alturas ortométricas (véase la Sección 13.4.3). Los datos de campo se pueden descargar a una computadora, procesar con COGO (ver Capítulo 11) u otro software si es necesario, e ingresar directamente en la base de datos SIG. El costo de generar datos digitales de esta manera es relativamente alto, pero los datos suelen ser muy precisos. Los receptores GNSS basados en código ofrecen varias ventajas sobre otros instrumentos para la recopilación de datos cartográficos para un SIG. Estos instrumentos son relativamente económicos y, cuando los datos se reducen mediante técnicas diferenciales, la precisión posicional obtenida suele ser suficiente para muchos usos. Otras ventajas son la velocidad, la facilidad de uso y la capacidad de ingresar otros datos auxiliares sobre un punto. Por ejemplo, al recopilar la posición de un poste de servicios públicos para su inclusión en un SIG, se puede ingresar información adicional como el tipo (eléctrico, de cable, telefónico, etc.), el número de poste, el diámetro, la altura y el estado mientras se determina su posición. Estas unidades basadas en códigos también se pueden utilizar para recopilar la alineación de una característica como una línea de servicios públicos, una carretera o una acera simplemente ingresando la frecuencia de época y recorriendo la alineación a pie o en un vehículo. Nuevamente, se puede ingresar información auxiliar sobre la alineación mientras el usuario la recorre. Si se requiere mayor precisión, el topógrafo puede utilizar receptores GNSS de desplazamiento de fase portadora y de técnicas de reducción cinemática para obtener datos rápidamente. Sin embargo, como se explica en el Capítulo 15, en muchas situaciones los levantamientos cinemáticos requieren planificación del proyecto para su correcta ejecución. El IP-S2, que se muestra en la Figura 1.4 y se describe en la Sección 17.9.6, proporciona una solución integrada para recopilar datos georreferenciados de forma rápida y segura para un SIG en áreas urbanas donde la seguridad o la velocidad son factores cruciales.

28.7.2 Digitalización de fotografías aéreas con estereoplotters

La información de las fotografías aéreas también se puede ingresar directamente en una base de datos SIG en formato digital utilizando un estereoplotter analítico o de copia digital (véase la Sección 27.14). En este procedimiento, se pueden registrar tanto las características planimétricas como las elevaciones, y se puede lograr una alta precisión. Los datos se registran en el sistema de coordenadas de referencia y el datum vertical seleccionados orientando el estereoplotter a los puntos de control del terreno antes de comenzar la digitalización. Luego, para registrar las características planimétricas, un operador visualiza el estereomodelo, señala los objetos de interés, ingresa los identificadores o códigos de características necesarios y presiona una tecla o pedal para transferir la información a un archivo en una computadora conectada. Para digitalizar las elevaciones, se lee un DEM directamente del estereomodelo tridimensional y se almacena en un archivo de computadora. La precisión de los datos obtenidos mediante este procedimiento dependerá principalmente de la escala y la calidad de la fotografía aérea, la precisión de los puntos de control terrestre utilizados para orientar el estereoplotter, y la experiencia y las capacidades del operador del estereoplotter. Otros factores que pueden afectar la precisión en menor medida incluyen las distorsiones de la lente de la cámara, la refracción atmosférica, la contracción y expansión diferencial de los materiales sobre los que se imprimen los productos fotográficos, y las imperfecciones ópticas y/o mecánicas en el equipo de estereoplotting o digitalización. Los conjuntos de datos generados mediante la digitalización de estereomodelos generalmente deberán revisarse cuidadosamente para asegurar que se hayan incluido todas las características deseadas. Además, los datos deben corregirse o "limpiarse" antes de su uso en un SIG. En este proceso, deben eliminarse los puntos y segmentos de línea no deseados y deben cerrarse los polígonos "no cerrados", que resultan de una puntería imprecisa al regresar al nodo inicial de un polígono (véase la Sección 18.8.2). Finalmente, deben eliminarse los polígonos delgados o "fragmentos" creados por líneas que se digitalizan inadvertidamente dos veces,

pero no exactamente en la misma ubicación. Este proceso de edición puede ser realizado por el operador o mediante un programa que detecta y elimina ciertas características que se encuentran dentro de un conjunto de tolerancias definidas por el usuario. La digitalización de estereomodelos y la edición de los datos suelen ser más rápidas y económicas que la obtención de datos mediante levantamientos topográficos, especialmente cuando se deben cubrir áreas relativamente extensas. Por supuesto, se requiere cierto trabajo de campo para establecer los puntos de control terrestre necesarios para orientar los estereomodelos. Si personal experimentado realiza el trabajo con cuidado, la precisión de los datos obtenidos mediante la digitalización de estereomodelos suele ser muy buena.

28.7.3 Digitalización de materiales gráficos existentes

Si ya existen fuentes como mapas, ortofotos, planos, diagramas u otros documentos gráficos que satisfagan las necesidades de la base de datos SIG, estos pueden convertirse de manera conveniente y económica a archivos digitales utilizando un digitalizador de tableta. Muchos paquetes de software SIG proporcionan programas para apoyar directamente el procedimiento. Un digitalizador de tableta, como se muestra en la Figura 28.8, contiene una cuadrícula electrónica y un cursor adjunto. El movimiento del cursor a través de la cuadrícula crea una señal electrónica única para la posición del cursor. Esta señal se transmite a la computadora, que registra las coordenadas del digitalizador para el punto. Se pueden asociar identificadores de datos o códigos de atributos a cada punto a través del teclado de la computadora o presionando los botones numéricos del cursor. El proceso de digitalización comienza fijando el documento fuente al digitalizador de tableta. Si el documento es un mapa, el siguiente paso es registrar su sistema de coordenadas de referencia con el del digitalizador. Esto se logra digitalizando una serie de marcas de referencia (tic) en el mapa, cuyas coordenadas geográficas, como el sistema de coordenadas estatales, UTM o latitud y longitud, se conocen con precisión. Conociendo tanto las coordenadas de referencia como las del digitalizador para estas marcas, se puede calcular una transformación de coordenadas (véase la Sección 11.8). Esta transformación determina los parámetros de cambio de escala, rotación y traslación necesarios para convertir las coordenadas digitalizadas al sistema de coordenadas geográficas de referencia. Posteriormente, se pueden digitalizar todos los elementos del mapa, cuyas coordenadas se convierten automáticamente al sistema de referencia seleccionado y se pueden introducir directamente en la base de datos.

Figura 28.8. Digitalizador de tableta conectado a una computadora personal. (Cortesía de Tom Pantages).

Tanto las características planimétricas como las curvas de nivel pueden digitalizarse a partir del mapa. Las características planimétricas se registran digitalizando los puntos, líneas o áreas individuales que las identifican. Como se describe en la Sección 28.4.2, este proceso crea datos en formato vectorial. Los datos de elevación pueden registrarse como un modelo digital de elevación (MDE) digitalizando puntos críticos a lo largo de las curvas de nivel. A partir de estos datos, se pueden derivar redes irregulares trianguladas (modelos TIN) mediante el ordenador (véase la Sección 17.8). A partir de los modelos TIN, se pueden derivar automáticamente mediante el ordenador elevaciones de puntos, perfiles, secciones transversales, pendientes, orientaciones (direcciones de pendiente) y curvas de nivel con cualquier intervalo de curvas de nivel especificado. Los archivos de datos generados de esta manera se pueden obtener de forma rápida y relativamente económica. Por supuesto, la precisión de los datos resultantes no puede ser mejor que la precisión del documento que se está digitalizando, y su precisión se ve aún más disminuida por las contracciones o expansiones diferenciales del papel o los materiales en los que se imprime el documento y por imprecisiones en el digitalizador y el proceso de digitalización.

28.7.4 Entrada de datos por teclado

Los datos se pueden ingresar en un archivo SIG directamente usando el teclado de una computadora. A menudo, los datos ingresados por este método no son espaciales, como anotaciones de mapas o datos numéricos o tabulares. Para facilitar la entrada de datos, a veces se crea un archivo intermedio con un formato simple. Este archivo luego se convierte a un formato compatible con SIG usando software especial. Las descripciones de linderos y medidas (ver Sección 21.4) también se pueden calcular usando técnicas de geometría de coordenadas (ver Capítulo 11). Las coordenadas resultantes se pueden usar para facilitar la entrada de la descripción de la escritura en el archivo SIG.

28.7.5 Conjuntos de datos digitales existentes

Actualmente se están generando grandes cantidades de información digital por una amplia variedad de oficinas y agencias involucradas en actividades SIG. A nivel federal, el Servicio Geológico de los Estados Unidos, la Administración Nacional Oceánica y Atmosférica, la Oficina de Administración de Tierras, la Agencia de Protección Ambiental y otras organizaciones están desarrollando información digital. Los gráficos de líneas digitales (GLD) (en inglés DLG) y los modelos digitales de elevación (MDE) (en inglés DEM) producidos por el Servicio Geológico de los Estados Unidos (véase la Sección 18.3) son ejemplos de archivos digitales disponibles. Además de las agencias federales, las oficinas de los gobiernos estatales, los condados y las ciudades participan en este trabajo. Como resultado de esta proliferación de información, se ha desarrollado a nivel federal una iniciativa conocida como Infraestructura Nacional de Datos Espaciales (INDE) (en inglés NSDI). La NSDI abarca políticas, estándares y procedimientos para que las organizaciones produzcan y compartan datos geográficos de forma cooperativa. El Centro Nacional de Intercambio de Datos Geoespaciales es un componente de la NSDI que proporciona una vía para encontrar información sobre los datos georreferenciados disponibles.1

1. Se puede obtener información sobre los datos geoespaciales disponibles escribiendo a la National Spatial Data Infrastructure, U.S. Geological Survey, 508 National Center, Reston, VA 20192, o contactándolos a través de Internet en http://nsdi.usgs.gov.

Por supuesto, antes de utilizar datos existentes, es necesario examinar detenidamente la información sobre su contenido, origen, fecha, precisión y otras características para determinar si son adecuados para el SIG en cuestión. Este requisito subraya la necesidad de mantener metadatos de buena calidad (véase la Sección 28.8) para todos los archivos digitales. Además, los datos digitales existentes a menudo deben someterse a una conversión de estructuras y formatos de archivo para que sean utilizables con software SIG específico. Debido a las diferencias en la forma en que los distintos programas representan los datos, es posible que se pierda información o que se introduzcan datos erróneos durante este proceso.

28.7.6 Escaneo

Los escáneres son instrumentos que convierten automáticamente documentos gráficos a formato digital. Como se explica en la Sección 27.14.4, se utilizan para digitalizar el contenido de imágenes aéreas y así facilitar la fotogrametría en formato digital. En el trabajo con SIG, los escáneres se utilizan no sólo para digitalizar fotografías aéreas, sino también para convertir documentos de mayor tamaño, como mapas, planos y otros gráficos, a formato digital. La principal ventaja de utilizar escáneres para este trabajo es que se elimina la tediosa tarea de la digitalización manual y se acelera considerablemente el proceso de conversión de documentos gráficos a formato digital. Los escáneres cumplen su objetivo midiendo la cantidad de luz reflejada por un documento y asignando esta información a los píxeles. Esto es posible porque las diferentes áreas de un documento reflejan la luz en proporción a sus tonos, desde un máximo para el blanco, pasando por los distintos tonos de gris, hasta un mínimo para el negro. Por ejemplo, el escáner de la Figura 28.9 utiliza una matriz lineal de sensores de luz para capturar las diferentes intensidades de luz reflejada, línea por línea, a medida que el documento se introduce en el sistema. Esto crea un conjunto de datos ráster. Su tamaño de píxel puede variarse y reducirse hasta 1/500 pulg.^{2} (500 dpi). Documentos grandes y complejos pueden escanearse en cuestión de minutos. Los datos se almacenan directamente en el disco duro de un ordenador conectado y pueden visualizarse en una pantalla, editarse y manipularse. La edición es un paso importante y necesario en el proceso, ya que el escáner registrará todo, incluyendo imperfecciones, manchas y arrugas. Documentos como planos de subdivisión, mapas topográficos, dibujos y planos de ingeniería, fotografías aéreas y ortofotos pueden digitalizarse mediante escáneres. Luego, si es necesario, los datos ráster pueden convertirse a formato vectorial utilizando las técnicas descritas en la Sección 28.6.2. La precisión del archivo ráster obtenido mediante escaneo depende en cierta medida de la precisión del instrumento, pero el tamaño del píxel o la resolución suele ser el factor principal. Un tamaño de píxel menor normalmente proporciona una resolución superior. Sin embargo, existen ciertas ventajas y desventajas que deben considerarse. Si bien un tamaño de píxel grande produce una representación menos precisa del original, requiere menos tiempo de escaneo y almacenamiento en la computadora. Por el contrario, una resolución fina, que genera una representación precisa del original, requiere más tiempo de escaneo y almacenamiento en la computadora. Un problema adicional es que, con una resolución muy fina, el escáner registra demasiado "ruido", es decir, impurezas como motas de polvo. Por estas y otras razones, este es el método menos recomendable para capturar datos en un SIG.

Figura 28.9
Escáner Intergraph ANAtech Eagle 4050. (Cortesía del Departamento de Transporte de Wisconsin).

28.7.7 Cartografía móvil

Como se analizó en las secciones 17.9.5 y 27.18, los escáneres LiDAR pueden capturar grandes cantidades de datos desde plataformas móviles. Por ejemplo, el escáner IP-S2 que se muestra en la figura 1.4 puede capturar puntos tridimensionales georreferenciados a una velocidad de 1,3 millones por segundo. Estos dispositivos permiten capturar datos de escenas completas. Los escáneres terrestres proporcionan nubes de puntos a partir de las cuales se pueden evaluar inventarios de objetos y exportarlos para su uso en un SIG. Los sistemas LiDAR aéreos pueden capturar y proporcionar inventarios de objetos como vegetación, edificios y otros objetos que normalmente se capturan en fotografía aérea. Ambos sistemas pueden capturar datos para generar mapas topográficos.

■ 28.8 METADATOS

Los metadatos, a menudo definidos simplemente como “datos sobre datos”, describen el contenido, la calidad, el estado y otras características de los datos geoespaciales y proporcionan un registro de los cambios o modificaciones que se han realizado en esos datos. Normalmente incluyen información como quién creó originalmente los datos, cuándo se generaron, qué equipo y procedimientos se utilizaron para recopilar los datos y cuál era su escala y precisión originales. Una vez creados, los datos pueden viajar casi instantáneamente a través de una red y ser transformados, modificados y utilizados para muchos tipos diferentes de análisis espaciales. Luego pueden ser retransmitidos a otro usuario, y luego a otro, etc.2 Es importante que cada cambio realizado en cualquier conjunto de datos se documente actualizando sus metadatos asociados. Aunque generar los metadatos originales y actualizarlos a medida que se realizan cambios puede ser engorroso y aumentar el costo, a largo plazo vale la pena el esfuerzo porque preserva el valor de los datos y extiende su vida útil. Si no se hace, los usuarios potenciales pueden no confiar en los datos y, como resultado, pueden no aprovecharlos e incurrir en el costo de la recopilación de datos duplicados. El Comité Federal de Datos Geográficos (FGDC) ha desarrollado estándares de metadatos que proporcionan un conjunto común de términos y definiciones para describir datos geoespaciales, y describen un enfoque consistente y sistemático para documentar las características de los datos.3 El principal beneficio que se obtiene al seguir estos estándares es que todos los usuarios, independientemente de sus antecedentes o áreas de especialización, tendrán una comprensión común de la fuente, la naturaleza y la calidad de cualquier conjunto de datos.

■ 28.9 FUNCIONES ANALÍTICAS DE SIG

La mayoría de los SIG están equipados con un conjunto de funciones analíticas básicas que permiten manipular, analizar y consultar datos. Estas funciones, junto con las bases de datos apropiadas, proporcionan a los SIG sus poderosas capacidades para suministrar información que ayuda significativamente en la planificación, la gestión y la toma de decisiones. Las funciones específicas disponibles dentro del software de cualquier sistema SIG particular variarán. Permiten almacenar, recuperar, visualizar, analizar espacial y computacionalmente, y mostrar datos. Algunas de las funciones de análisis espacial y computacional más comunes y útiles son:

(1) análisis de proximidad,

(2) operaciones de límites,

(3) uniones espaciales y

4) operaciones lógicas.

Estas se describen brevemente en las subsecciones siguientes.

28.9.1 Análisis de proximidad

Esta función de análisis espacial crea nuevos polígonos que están relacionados geográficamente con nodos, líneas o polígonos existentes, y generalmente implica procesos llamados buffering. El buffering de puntos, también conocido

como búsqueda de radio, se ilustra en Figura 28.10(a). Implica la creación de una zona de amortiguación circular de radio R alrededor de un nodo específico.

2 un ejemplo de un sitio web de intercambio de datos, PASDA, con metadatos en Internet en http://www.pasda.psu.edu/.

3 Estos estándares de metadatos se pueden obtener de la Secretaría de FGDC, U.S. Geological Survey, 590 National Center, Reston, VA 22092, o se puede obtener información en el siguiente sitio web: http://www.fgdc.gov.

Luego se puede recopilar información sobre la nueva zona y realizar análisis de los nuevos datos. Un ejemplo simple ilustra su valor. Supongamos que se acaba de descubrir agua de pozo contaminada por un derrame accidental. Con las bases de datos adecuadas disponibles, se pueden localizar todas las viviendas dentro de un radio específico del pozo, tabular los nombres, direcciones y números de teléfono de todas las personas que viven dentro de la zona de amortiguación del punto, y alertar rápidamente a las personas sobre la posibilidad de que su agua también esté contaminada. El amortiguamiento lineal, ilustrado en la Figura 28.10(b), crea nuevos polígonos a lo largo de líneas establecidas como arroyos y carreteras. Para ilustrar el uso del amortiguamiento lineal, supongamos que para preservar la ribera natural del arroyo y prevenir la erosión, una comisión de zonificación ha establecido la distancia de retranqueo de construcción de un determinado arroyo en D. El amortiguamiento lineal puede identificar rápidamente las áreas dentro de esta zona. El amortiguamiento poligonal, ilustrado en la Figura 28.10(c), crea nuevos polígonos alrededor de un polígono existente. Un ejemplo de su uso podría ser la identificación de los propietarios de terrenos cuyas propiedades se encuentren a una distancia D determinada del emplazamiento propuesto para una nueva instalación industrial. Se podrían citar muchos otros ejemplos que ilustran la utilidad de las zonas de influencia para extraer información rápidamente y así facilitar la gestión y la toma de decisiones.

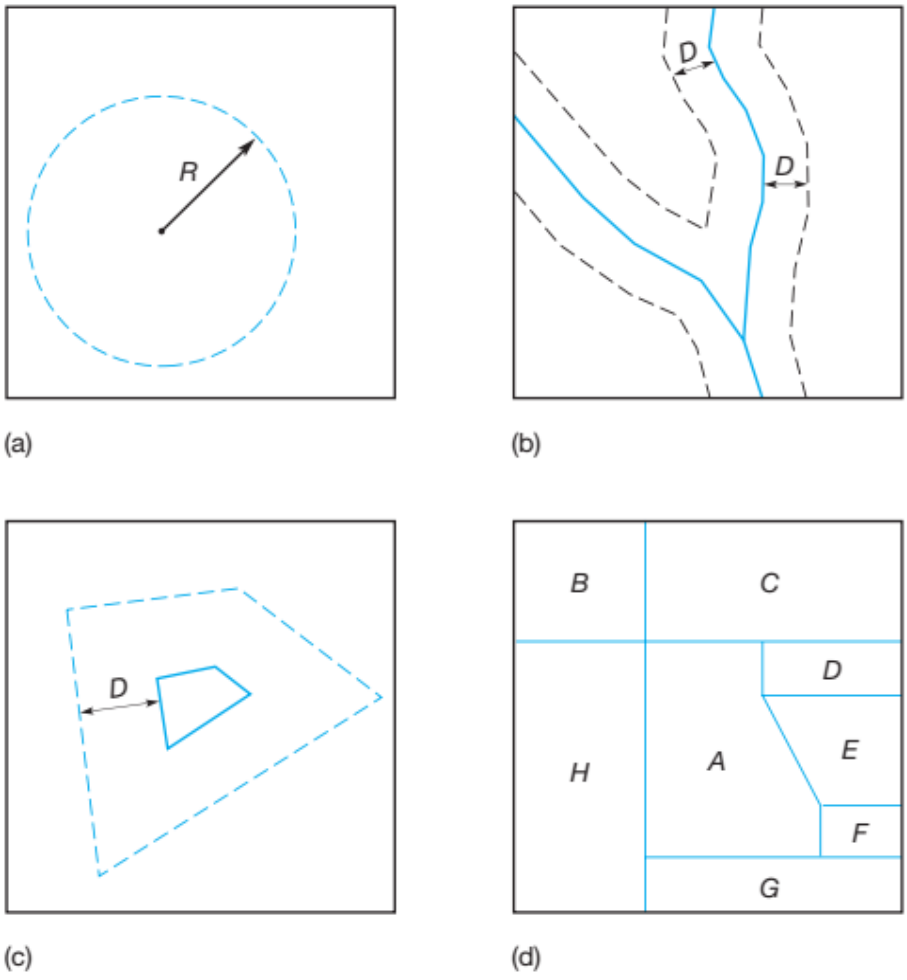


Figura 28.10
Funciones de análisis espacial SIG.
(a) Zona de influencia de puntos.
(b) Zona de influencia de líneas.
(c) Zona de influencia de polígonos.
(d) Análisis de adyacencia.

28.9.2 Operaciones de límites

Si las relaciones topológicas analizadas en la Sección 28.4.3 se han introducido en una base de datos, se pueden realizar ciertos análisis sobre el posicionamiento relativo de las características, generalmente denominados operaciones de límites. La adyacencia y la conectividad son dos operaciones de límites importantes que suelen ser de gran ayuda en la gestión y la toma de decisiones. Un ejemplo de adyacencia se ilustra en la Figura 28.10(d) y se relaciona con un cambio de zonificación solicitado por el propietario de la parcela A. Antes de tomar medidas sobre la solicitud, los administradores de zonificación de la jurisdicción deben notificar a todos los propietarios de las propiedades adyacentes B a H. Si la base de datos SIG incluye las descripciones de las parcelas con la topología y otros atributos apropiados, un análisis de adyacencia identificará las propiedades colindantes y proporcionará los nombres y direcciones de los propietarios. La conectividad implica análisis de las intersecciones o conexiones de elementos lineales. La necesidad de reparar la tubería principal de agua de una ciudad sirve como ejemplo para ilustrar su valor. Supongamos que se ha decidido que estas reparaciones se realizarán entre la 1:00 y las 4:00 p. m. de una fecha determinada. Si los datos de infraestructura se almacenan en la base de datos SIG de la ciudad, se puede identificar a todos los clientes conectados a esta línea cuyo servicio de agua se verá interrumpido por las reparaciones y tabular sus nombres y direcciones. El SIG incluso puede imprimir una carta y etiquetas de dirección para facilitar el envío por correo de información sobre la interrupción planificada a todos los clientes afectados. Se podrían dar muchos ejemplos similares para ilustrar los beneficios que pueden resultar de la adyacencia y la conectividad.

28.9.3 Uniones espaciales

Las uniones espaciales, también llamadas superposiciones, son una de las funciones de análisis espacial más utilizadas en un SIG. Como se indica en la Figura 28.1, los datos gráficos del SIG suelen dividirse en capas, cada una de las cuales contiene datos de una sola categoría de elementos estrechamente relacionados. A menudo, se asocian datos no espaciales o "atributos" a cada categoría. Las capas individuales se registran espacialmente entre sí mediante una red de referencia común o un sistema de coordenadas. En una base de datos SIG se pueden introducir numerosas capas, incluyendo parcelas, límites municipales, sistemas de catastro público, zonificación, suelos, redes viales, topografía, cobertura del suelo, hidrología y muchas otras. Disponer de estos conjuntos de datos en capas espacialmente relacionadas permite la función de superposición. Su uso en un SIG se asemeja al de las láminas de Mylar utilizadas en la cartografía tradicional. Sin embargo, el entorno informático de un SIG ofrece una mayor eficiencia y flexibilidad, permitiendo no sólo superponer datos gráficos, sino también combinar información de atributos.

Se podrían dar muchos ejemplos para ilustrar las aplicaciones y los beneficios del proceso de unión o superposición espacial de SIG. Consideremos un caso en el que se debe identificar el terreno apto para el desarrollo en un área determinada. Para realizar un análisis exhaustivo de esta situación, la evaluación normalmente tendría que considerar numerosas variables dentro del área, incluyendo la topografía (pendiente y orientación del terreno), el tipo de suelo, la cobertura vegetal, la propiedad de la tierra, entre otras. Ciertas combinaciones de estas variables podrían hacer que un terreno no sea apto para el desarrollo. La Figura 28.11 ilustra el caso simple de análisis de aptitud del terreno que involucra sólo dos variables: pendiente y tipo de suelo. La Figura 28.11(a) muestra polígonos dentro de los cuales la pendiente promedio es del 5% o del 10%. La Figura 28.11(b) clasifica los suelos en el área como E (erodables) o S (estables). La composición de los dos conjuntos de datos, que resulta de una superposición de polígono sobre polígono, se muestra en la Figura 28.11(c). Identifica el polígono I, que combina pendientes del 5 % y suelos de clase S de baja erosionabilidad. Dado que esta combinación no presenta problemas potenciales de erosión, considerando estas variables, el área dentro del polígono I es apta para el desarrollo, mientras que las áreas II, III y IV no lo son. Otra función de superposición de SIG es la de punto en polígono. Aquí, la pregunta implica qué elementos puntuales se encuentran en ciertos polígonos donde se combinan capas. Por ejemplo, para predecir una posible contaminación de pozos, un operador de SIG podría querer saber qué pozos se encuentran en un área de suelo altamente permeable. Un proceso de superposición similar, línea en polígono, identifica elementos lineales específicos dentro de polígonos de interés. Un ejemplo de su aplicación sería la identificación de todas las carreteras bituminosas, pavimentadas hace más de 15 años, en municipios cuyos presupuestos de mantenimiento de carreteras son inferiores a 250.000 dólares. Obviamente, dicha información sería valiosa para respaldar las decisiones relativas a la asignación de recursos estatales para el mantenimiento de carreteras locales. Las funciones de SIG que acabamos de describir se pueden utilizar individualmente, como se ha ilustrado con los ejemplos, o se pueden emplear en combinación. El siguiente

ejemplo ilustra la aplicación simultánea de búfer de línea, adyacencia y superposición. La situación implica dar aviso oportuno a las personas afectadas sobre una inundación inminente que se prevé que alcance su punto máximo en una etapa específica por encima de la elevación normal de un río en particular. Aquí es necesario primero identificar los terrenos que se encuentran en o por debajo de la etapa de inundación prevista. Esto se puede hacer utilizando el búfer de línea, donde el curso del río es la línea de referencia. Sin embargo, el ancho de la zona de amortiguación es variable y se determina combinando los datos de elevación en el modelo TIN con el proceso de búfer.

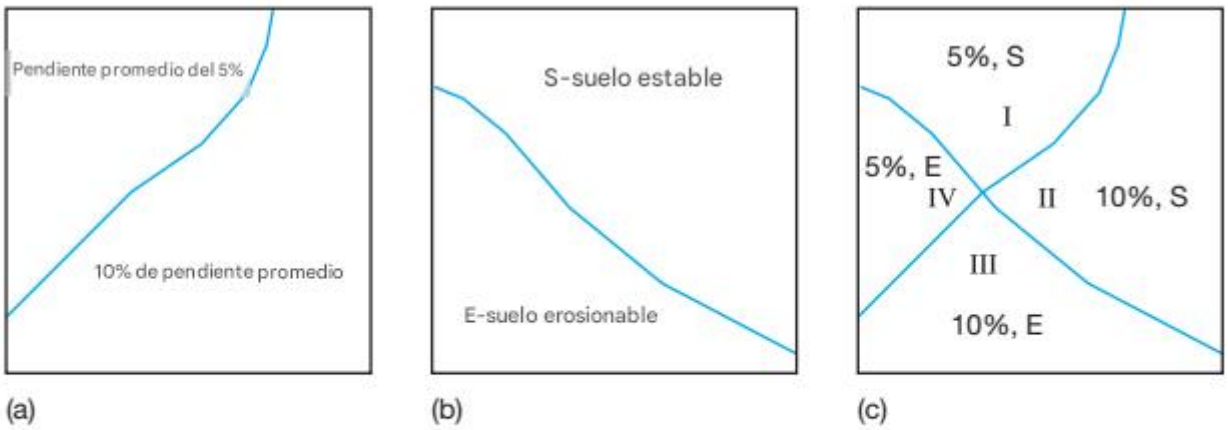


Figura 28.11 Ejemplo de función de superposición SIG utilizada para evaluar la idoneidad del terreno. (a) Polígonos de diferentes pendientes. (b) Tipos de suelo variables en el área. (c) Superposición de (a) y (b), identificando el polígono I como un área que combina pendientes más bajas con suelos estables que serían adecuados para el desarrollo

Luego se utilizan las funciones de adyacencia y superposición para determinar qué propietarios de terrenos se encuentran junto a la zona de inundación o dentro de ella. A continuación, se pueden tabular los nombres, direcciones y números de teléfono de los propietarios y residentes dentro y adyacentes al área afectada. Posteriormente, se puede notificar a estas personas sobre la situación inminente y realizar preparativos de emergencia, como la construcción de diques temporales o, si es necesario, evacuar la zona. En caso de que se requiera una evacuación, el SIG (Sistema de Información Geográfica) puede incluso utilizarse para identificar las mejores y más seguras rutas de escape. Los conjuntos de datos necesarios para estos análisis incluyen la topografía de la zona, incluyendo la ubicación del río, su nivel normal y las secciones transversales de la llanura aluvial; datos censales; propiedad de los terrenos; y la red de transporte.

28.9.4 Operaciones lógicas.

Normalmente, los datos de atributos relacionados con las características presentes en el SIG se almacenan en una base de datos. De esta forma, la base de datos puede utilizarse para realizar operaciones lógicas sobre los datos. Por ejemplo, una ciudad puede crear una base de datos SIG que contenga la fecha de instalación de las luminarias y su vida útil estimada. El administrador puede consultar el sistema para ver todas las luminarias que han superado su vida útil estimada y programar el mantenimiento para su reemplazo. Actualmente, los SIG se utilizan en grandes edificios para ayudar a los administradores a mantener registros de mantenimiento y programar tareas de mantenimiento rutinarias. El número de consultas lógicas útiles que se pueden realizar en un SIG sólo está limitado por los datos contenidos en la base de datos SIG y la imaginación del usuario.

28.9.5 Otras funciones de SIG

Además de las funciones de análisis espacial descritas en las subsecciones anteriores, la mayoría del software SIG dispone de muchas otras funciones. Algunas de estas incluyen la capacidad de calcular

(1) el número de veces que un tipo particular de punto aparece en un polígono determinado;

(2) las distancias entre puntos seleccionados o desde una línea seleccionada a un punto;

(3) áreas dentro de polígonos;

(4) ubicaciones de centroides de polígonos; y

(5) volúmenes dentro de polígonos donde se especifican profundidad u otras condiciones.

Se pueden realizar diversas funciones de mapeo utilizando SIG. Estas pueden incluir

(a) realizar cambios de escala del mapa;

(b) cambiar el sistema de coordenadas de referencia, por ejemplo, del plano estatal al sistema UTM;

(c) rotar la cuadrícula de referencia; y

(d) cambiar el intervalo de curvas de nivel utilizado para representar elevaciones.

La mayoría de los SIG también son capaces de realizar varias funciones diferentes de análisis de terreno digital. Algunas de estas incluyen

(1) crear modelos TIN u otros DEM a partir de datos de terreno XYZ espaciados aleatoriamente;

(2) calcular perfiles a lo largo de líneas de referencia designadas y determinar secciones transversales en puntos específicos a lo largo de la línea de referencia;

(3) generar vistas en perspectiva donde el punto de vista puede variar;

(4) analizar la visibilidad para determinar qué se puede o no ver desde un punto de vista determinado;

(5) calcular pendientes y orientaciones; y

(6) realizar análisis de intensidad solar.

Los resultados de los SIG pueden proporcionarse en formato gráfico como tablas, diagramas y mapas; en formato numérico como tabulaciones estadísticas; o en otros archivos que resultan de cálculos y manipulaciones de los datos geográficos. Estos materiales pueden suministrarse tanto en formato impreso (copia en papel) como en disquetes o cintas (copia en formato digital).

■ 28.10 APLICACIONES DE SIG

Como se indicó anteriormente, y como lo demuestran los ejemplos en las secciones anteriores de este capítulo, las áreas de aplicación de los SIG son amplias. Se puede observar evidencia adicional de la diversidad de aplicaciones de los SIG al revisar la bibliografía al final de este capítulo. La tecnología se está utilizando en todo el mundo, en todos los niveles de gobierno, en los negocios y la industria, por los servicios públicos y en las oficinas privadas de ingeniería y topografía. Algunas de las áreas de aplicación más comunes se encuentran en

(1) planificación del uso de la tierra;

(2) mapeo y gestión de recursos naturales;

(3) evaluación de impacto ambiental;

(4) censo, distribución de la población y análisis demográficos relacionados;

(5) selección de rutas para carreteras, sistemas de tránsito rápido, oleoductos, líneas de transmisión, etc.;

(6) visualización de distribuciones geográficas de eventos como accidentes automovilísticos, incendios, delitos o fallas de instalaciones;

(7) enrutamiento de autobuses o camiones en una flota;

(8) mapeo de impuestos y mapeo para fines de topografía e ingeniería;

(9) diseño de subdivisiones;

(10) mapeo y gestión de infraestructura y servicios públicos;

(11) planificación urbana y regional; y muchos otros.

A medida que se expande el uso de la tecnología SIG, habrá una creciente necesidad de personas capacitadas que comprendan los fundamentos de estos sistemas. Los usuarios deben conocer la forma en que la información se registra, almacena, gestiona, recupera, analiza y muestra utilizando un SIG. Los usuarios del sistema también deben tener una comprensión fundamental de cada una de las funciones del SIG, incluyendo sus bases de operación, sus límites y sus capacidades. Quizás lo más importante es que los usuarios deben comprender que la información obtenida de un SIG no puede ser mejor que la calidad de los datos de los que se derivó. Desde la perspectiva de quienes se dedican a la topografía (geomática), es importante recalcar nuevamente que la base fundamental de los SIG es una base de datos de datos digitales relacionados espacialmente. Dado que la determinación precisa de la posición y la cartografía son la especialidad del topógrafo, en el futuro estos seguirán desempeñando un papel fundamental en el diseño, desarrollo, implementación y gestión de estos sistemas. Su contribución será especialmente esencial para establecer los marcos de control básicos necesarios, realizar levantamientos topográficos terrestres y aéreos para localizar accidentes geográficos y sus características, compilar mapas y recopilar los archivos de datos digitales necesarios para estos sistemas.

■ 28.1 1 FUENTES DE DATOS

El topógrafo encontrará numerosos conjuntos de datos útiles para las tareas que realiza.[4] Estos conjuntos de datos incluyen gráficos ráster digitales (DRG), modelos digitales de elevación (MDE) (véase la Sección 17.8), gráficos de líneas digitales (DLG) (véase la Sección 18.3), ortocuadrángulos digitales (DOQQ) (véase la Sección 27.15), datos LiDAR (véase la Sección 27.19), datos de uso y cobertura del suelo (LULC), datos geográficos de estudios de suelos (SSURGO), datos del inventario nacional de humedales (NWI) y datos de mapas de inundaciones de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). Estos conjuntos de datos se describen a continuación.

[4] *Para una descripción más detallada de los datos útiles para el topógrafo y dónde encontrarlos, consulte el Capítulo 10 de Cuencas hidrográficas: Procesos, evaluación y gestión (DeBarry, 2004).*

Los gráficos ráster digitales (DRG) son imágenes digitales escaneadas de las hojas topográficas de cuadrángulos de 7-1/2 minutos del Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS) y están en formato TIFF (Tag Image File Format). Contienen todos los datos ubicados en los mapas topográficos, pero sólo en formato digital. Dado que son imágenes, no contienen datos de topología ni de elevación. Los DRG se pueden usar como mapas de ubicación para planos o para visualizar la topografía, las características circundantes, los arroyos y la ubicación de edificios antes de realizar un levantamiento de campo. Los modelos digitales de elevación (MDE) son datos basados en cuadrículas donde cada celda de la cuadrícula tiene una elevación promedio del área de la celda. El USGS ha establecido el estándar para los datos MDE con tamaños de celda de 10, 30 y 100 m. Los MDE son útiles para análisis y modelado espacial. También se pueden usar para desarrollar modelos de terreno tridimensionales, como curvas de nivel y redes irregulares trianguladas (véase la Sección 17.8). A partir de los MDE, se puede definir la dirección del flujo, la acumulación y los arroyos. Los gráficos de líneas digitales son archivos vectoriales que contienen datos planimétricos como vértices del Sistema de Levantamiento de Tierras Públicas de EE. UU. (PLSS), controles y marcadores de levantamiento, transporte, hidrografía, cobertura vegetal superficial, etc. Estos datos pueden ser útiles para comenzar un mapa base. Los ortocuadrángulos digitales (DOQQ) son imágenes digitales rectificadas de fotografías aéreas en color o blanco y negro basadas en un cuarto de los cuadrángulos de 7-1/2 minutos del USGS. Como se explica en la Sección 27.15, la rectificación elimina la distorsión de los bordes de las fotografías aéreas típicas. Los DOQQ están disponibles tanto en formato GeoTIFF como en formato nativo, que consiste en un encabezado de palabras clave ASCII seguido de una serie de líneas de imagen binarias de 8 bits para blanco y negro y de 24 bits con entrelazado de banda por píxel (BIP) para color. Los DOQQ están en el sistema de coordenadas de proyección cartográfica Universal Transversa de Mercator (UTM) (véase la Sección 20.12) y se referencian a NAD27 o NAD83 (véase la Sección 19.6.1). Los datos LiDAR (véase la Sección 27.19) se utilizan para producir varios productos de datos de elevación, incluidos modelos digitales de terreno

(MDT)(en inglés DTM) basados en puntos, modelos digitales de elevación (MDE) basados en cuadrículas y curvas de nivel. Además, el procesamiento LiDAR genera nubes de puntos sin procesar, puntos procesados y líneas de ruptura. La precisión de los datos es mucho mejor que la de los conjuntos de datos descritos anteriormente y se puede utilizar para modelar con precisión el terreno y la hidrología. Los datos de uso y cobertura del suelo son coberturas poligonales de la cobertura del suelo basadas en el método de clasificación de tierras de Anderson (1976) y describen el agua, la vegetación, las características culturales y las características naturales de la superficie. Estos archivos de datos se pueden utilizar para ayudar en el modelado hidrológico, el análisis de tendencias de uso del suelo, etc.

El Servicio de Conservación de Recursos Naturales (NRCS), anteriormente Servicio de Conservación de Suelos (SCS), ha desarrollado datos geográficos de estudios de suelos que incluyen información espacial y tabular de los estudios de suelos del condado en formato digital. Estos datos pueden utilizarse para elaborar planos de emplazamiento y determinar la mejor ubicación para sistemas sépticos, zonas de recarga de aguas pluviales o para planes de control de la erosión y la sedimentación.

Los datos del Inventario Nacional de Humedales (NWI, por sus siglas en inglés) catalogan los humedales conocidos en un mapa base topográfico cuadrangular del USGS. El formato digital se puede incorporar a los planos del sitio para obtener una indicación preliminar de la presencia de humedales en una propiedad en particular. Estos datos fueron desarrollados por el Servicio de Pesca y Vida Silvestre de los Estados Unidos a nivel nacional, por lo que no incluyen todos los humedales y sus límites no son específicos de un sitio en particular. Es necesario realizar una delimitación de campo y un levantamiento topográfico de los límites para las iniciativas de planificación del sitio. La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA, por sus siglas en inglés) es responsable de delimitar las llanuras aluviales regulatorias como parte del Programa Nacional de Seguro contra Inundaciones (NFIP, por sus siglas en inglés). Los mapas originales de tarifas de seguro contra inundaciones (FIRM, por sus siglas en inglés) eran copias en papel de llanuras aluviales en mapas base simples que mostraban solo carreteras y arroyos. FEMA digitalizó estas llanuras aluviales en formato Q3, que se puede incorporar al SIG y superponer sobre fotografías aéreas. Actualmente, FEMA está trabajando en el programa de modernización de mapas y colocando llanuras aluviales digitales en fotografías aéreas digitales precisas (generalmente tomadas durante la recopilación de datos LiDAR). Las llanuras aluviales se corrigen donde se han producido errores conocidos utilizando los datos de elevación LiDAR.

PROBLEMAS

Los asteriscos (*) indican problemas con respuestas parciales en el Apéndice G. 28.1 Describa el concepto de capas en un sistema de información geográfica.

28.2 Analice el papel de un marco de referencia geográfico en un SIG.

28.3 Enumere los componentes fundamentales de un SIG.

28.4 Enumere los campos de la topografía y la cartografía que son fundamentales para el desarrollo e implementación de los SIG.

28.5 Analice la importancia de los metadatos en un SIG.

28.6 Nombre y describa los diferentes objetos espaciales simples utilizados para representar datos gráficos en formato digital. ¿Qué objetos se utilizan en las representaciones en formato ráster?

28.7 ¿Cuáles son las principales diferencias entre un SIG y un LIS?

28.8 ¿Cuántos píxeles se requieren para convertir los siguientes documentos a formato ráster en las condiciones dadas: (a) Un mapa cuadrado de 384 pulgadas escaneado a 200 dpi.

(b) Un mapa de 9 pulgadas. Fotografía aérea cuadrada escaneada a 1200 dpi.

(c) Ortofoto de 11 x 17 pulgadas escaneada a 300 dpi.

28.9 Explique cómo se pueden convertir los datos de:

(a) Formato vectorial a ráster

(b) Formato ráster a vectorial.

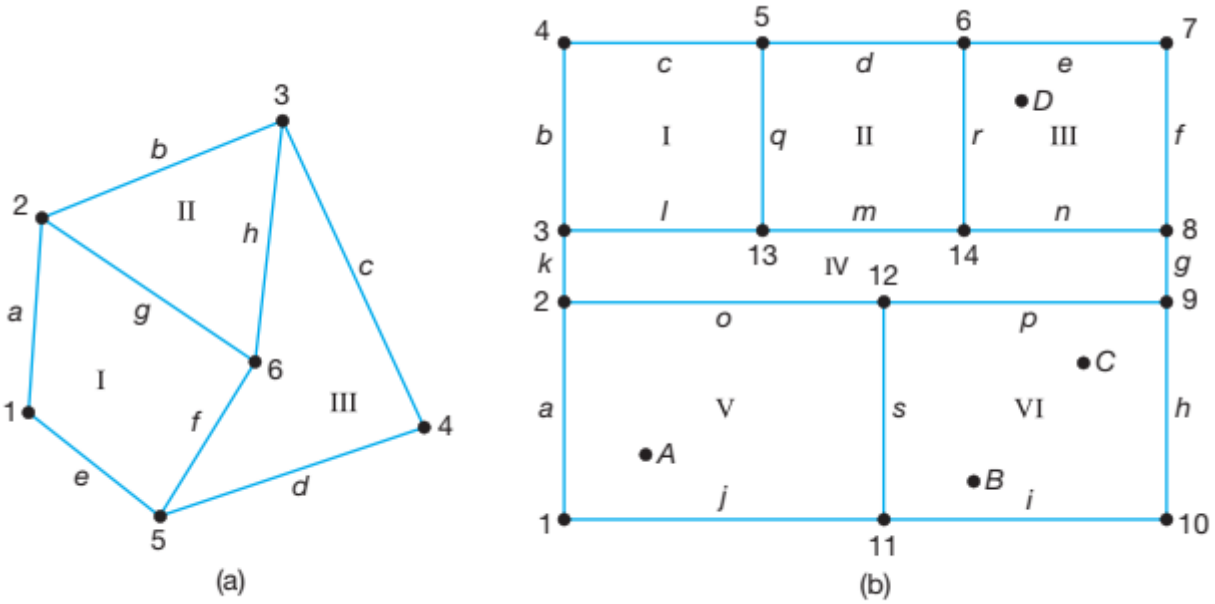
28.10 ¿Para qué tipos de datos es más adecuado el formato vectorial?

28.11 Analice las relaciones de compromiso entre el tamaño de la celda de la cuadrícula y la resolución en la representación de datos ráster.

28.12 Defina el término topología y analice su importancia en un SIG.

28.13 Desarrolle tablas de identificadores y topología similares a las de las Tablas 28.1 y 28.2 del texto para la representación vectorial de (véanse las siguientes figuras):

(a) Problema 28.13(a) (b) Problema 28.13(b)



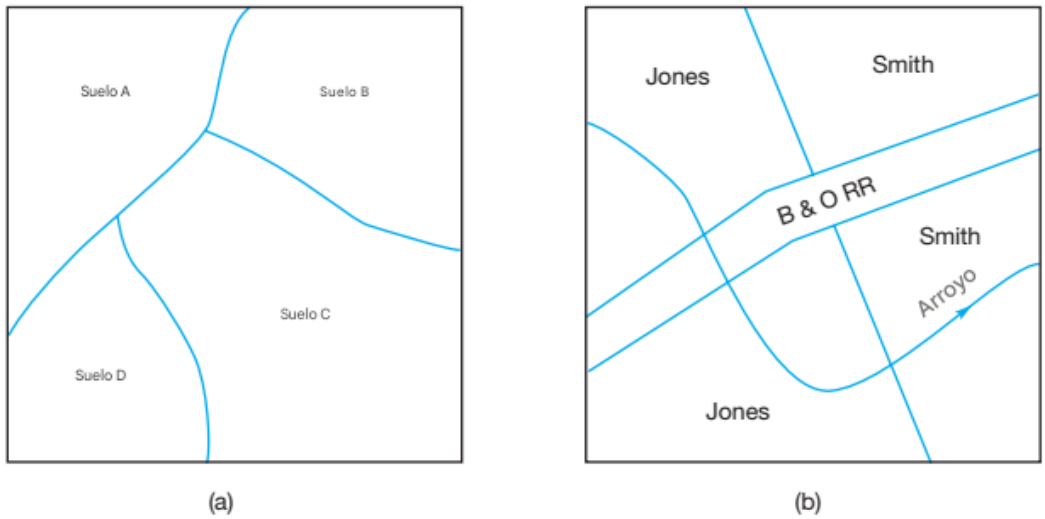
Problema 28.13

28.14 Elabore una lista de elementos lineales para los cuales la relación topológica de adyacencia sería importante.

28.15 Prepare una representación ráster (celda de cuadrícula) del mapa de muestra de:

(a) Problema 28.15(a), utilizando un tamaño de celda de 0,10 pulgadas cuadradas (véase la figura adjunta).

(b) Problema 28.15(b), utilizando un tamaño de celda de 0,20 pulgadas cuadradas (véase la figura adjunta).



Problema 28.15

28.16 Analice las ventajas y desventajas de utilizar los siguientes equipos para convertir mapas y otros datos gráficos a formato digital:

(a) digitalizadores de tabletas y

(b) escáneres.

28.17 Explique los conceptos de los siguientes términos en el análisis espacial SIG y proporcione un ejemplo que ilustre la aplicación beneficiosa de cada uno:

(a) adyacencia y

(b) conectividad.

28.18 Si los datos se representaran en formato vectorial, ¿qué objetos espaciales simples se asociarían a cada una de las siguientes propiedades topológicas?

(a) Conectividad

(b) Dirección

(c) Adyacencia

(d) Anidamiento

28.19 Prepare una transparencia con una cuadrícula de 0,10 pulgadas, superpóngala sobre la Figura 28.4(a) e indique las celdas de la cuadrícula que definen el arroyo. Ahora convierta esta representación ráster a vectorial utilizando el método descrito en la Sección 28.6.2. Repita el proceso con una cuadrícula de 0,20 pulgadas. Compare las dos representaciones vectoriales resultantes del arroyo y explique las diferencias.

28.20 Analice la relación entre los datos espaciales y no espaciales en un SIG.

28.21 ¿Cuáles son las dimensiones reales del terreno de un píxel para las siguientes condiciones:

(a) Una ortofoto a escala 1:10.000 escaneada a 500 dpi?

(b) ¿Un mapa a escala 1:24.000 escaneado a 200 dpi?

28.22 Describa las siguientes funciones de SIG y proporcione dos ejemplos donde cada una sería valiosa para el análisis:

(a) creación de zonas de influencia lineales y

(b) uniones espaciales.

28.23 Visite el sitio web PASDA2 o un sitio web similar en su estado y descargue un ejemplo de:

(a) una ortofoto,

(b) zonificación,

(c) llanuras aluviales y humedales,

(d) tipos de suelo.

28.24 Elabore una lista de capas de datos y atributos que probablemente se incluirían en un SIG.

28.25 Elabore una lista de capas de datos y atributos que probablemente se incluirían en un SIG para:

(a) seleccionar el corredor óptimo para la construcción de un nuevo sistema de transporte rápido que conecte dos ciudades importantes,

(b) elegir la mejor ubicación para un nuevo aeropuerto en una gran área metropolitana,

(c) planificar las rutas de una flota de autobuses escolares.

(d) Seleccionar las rutas más rápidas para llegar a los lugares de incendios desde varias estaciones de bomberos en una gran ciudad.

28.26 En la Sección 28.9.3, se presenta un ejemplo de alerta de inundaciones para ilustrar la utilidad de aplicar simultáneamente más de una función analítica de SIG. Describa otro ejemplo.

28.27 Consulte la bibliografía sobre SIG y, basándose en su investigación, describa un ejemplo de aplicación de un SIG en:

(a) Gestión de recursos naturales.

(b) Agricultura.

c) Ingeniería.

(d) Silvicultura.

BIBLIOGRAFÍA

Barry. M. and F. Bruyas. 2009. "Formulation of Land Administration Strategy in Post-Conflict Somaliland." *Surveying and Land Information Science* 69 (No. 1): 39.

Binge, M. L. 2007. "Developing a New GIS." *Point of Beginning* 32 (No. 11): 42.

Cosworth, C. 2006. "Creating a New GIS Solution." *Point of Beginning* 31 (No. 11): 16.

Davis, T. G. and R. Turner. 2009. "USGS Quadrangles in Google Earth." *The American Surveyor* 6 (No. 9): 28.

Freeman, M. 2009. "Surprise Bridges the Gap Between CAD and GIS." *The American Surveyor* 6 (No. 6): 72.

Jones, R. 2006. "Redefining Spatial Boundaries." *Point of Beginning* 31 (No. 8): 20.

Navulur, N. 2009. "Making the Most of Your Digital Data, Part III: Digital Elevation Models." *Professional Surveyor* 29 (No. 4): 40.

Rameriz, R. J. 2005. "Updating Geospatial Data: A Theoretical Framework." *Surveying and Land Information Science* 65 (No. 4): 245.

Roberge D. and B. Kjellson. 2009. "What Have Americans Paid (and Maybe the Rest of the World) for Not Having a Public Property Rights Infrastructure?" *Surveying and Land Information Science* 69 (No. 3): 135.

Scheepmaker, S. and K. Stewart. 2006. "Prospering Township of Langley Takes GIS to a Higher Level." *Professional Surveyor* 26 (No. 8): 8.

Wurm, K. 2007. "An Assessment of the Upgradable Spatial Accuracy of the Geographic Coordinate Data Base." *Surveying and Land Information Science* 67 (No. 2): 87.

■ A.1 INTRODUCCIÓN

Hacia 1950, se produjo un importante avance en la evolución de los instrumentos de nivelación: se introdujo la función automática o de "autonivelación" (véase la Sección 4.10). Esta función redujo significativamente el tiempo necesario para configurar los instrumentos de nivelación, lo que permitió realizar las operaciones de nivelación de forma mucho más eficiente. Por lo tanto, los niveles automáticos reemplazaron gradualmente al "nivel de burbuja", que hasta entonces había sido el instrumento de nivelación predominante. Es posible que todavía se utilicen algunos niveles de burbuja, por lo que estos instrumentos se analizan en la Sección A.2. Otro avance importante en la instrumentación topográfica también se produjo a mediados del siglo XX: aparecieron los primeros instrumentos electrónicos de medición de distancias (EDM). Las primeras versiones eran voluminosas y requerían grandes fuentes de alimentación para su funcionamiento. Sin embargo, gracias a la investigación y el desarrollo, se redujo su tamaño y se mejoraron sus capacidades. Pronto, se empezaron a acoplar pequeños instrumentos EDM a los teodolitos, de modo que se podían medir tanto distancias como ángulos desde una sola configuración, una característica que, una vez más, aumentó considerablemente la eficiencia de la topografía. Posteriormente, se incorporaron capacidades de lectura automática de ángulos a los teodolitos, y el teodolito y el distanciómetro electrónico se conectaron a un microordenador para crear lo que hoy se conoce como estación total (véase el capítulo 8). Gracias a sus numerosas ventajas, las estaciones totales reemplazaron rápidamente a sus predecesoras, el teodolito y el tránsito. Sin embargo, todavía se utilizan algunos teodolitos y tránsitos, por lo que estos instrumentos se describen brevemente en las secciones A.3 a A.5 de este apéndice.

■ A.2 EL NIVEL DUMPY

En la Figura A.1. se muestra un nivel dumpy. Como se ilustra, el telescopio (que, como se describe en la Sección 4.7, consta de cuatro partes principales: la lente objetivo, la lente negativa, la retícula y el ocular) está fijado rígidamente a la barra dumpy; también llamada barra de nivelación. La barra está centrada en un husillo vertical mecanizado con precisión que se asienta en un receptáculo cónico del cabezal de nivelación. Esta disposición de husillo y receptáculo permite que la barra de nivelación gire en un plano horizontal cuando el instrumento está correctamente ajustado. Un tornillo de sujeción permite bloquear la línea de visión del telescopio en una dirección determinada, mientras que un tornillo tangente permite realizar un ajuste fino en su dirección de apuntamiento. El nivel dumpy tiene su burbuja de nivelación (tipo tubo) colocada en la barra de nivelación (véase la Figura A.1.) y, por lo tanto, está parcialmente protegido. La burbuja siempre permanece en el mismo plano vertical que el telescopio, pero los tornillos en cada extremo permiten el ajuste vertical o el reemplazo de la burbuja. (Los niveles de burbuja se describen en detalle en la Sección 4.8.) Cuatro tornillos de nivelación grandes sostienen el casquillo cónico en el que encaja el husillo vertical de

la barra de ajuste; descansan sobre la placa base, que está atornillada a la parte superior del trípode. Los cuatro tornillos de nivelación están en dos pares perpendiculares entre sí y se utilizan para centrar la burbuja al nivelar el instrumento. Para nivelar el instrumento, después de que el trípode se haya presionado firmemente contra el suelo, el telescopio se gira hasta que esté sobre dos tornillos opuestos, como en la dirección AB de la Figura A.2. Usando el pulgar y el índice de cada mano para ajustar los tornillos opuestos simultáneamente, se centra la burbuja de forma "aproximada". Luego se gira el telescopio de manera que quede alineado sobre los otros dos tornillos de nivelación y se repite el proceso. Estos dos pasos se repiten hasta que la burbuja permanezca centrada en cada dirección. Trabajar con cada par de tornillos unas tres veces debería completar el trabajo. Una regla simple y útil para centrar una burbuja, ilustrada en la Figura A.2, es: Una burbuja sigue la dirección del pulgar izquierdo al girar los tornillos de nivelación. El ajuste final preciso se puede realizar con un solo tornillo. Los tornillos de nivelación deben estar ajustados, pero no apretados con fuerza, para evitar dañar las roscas o la placa base.

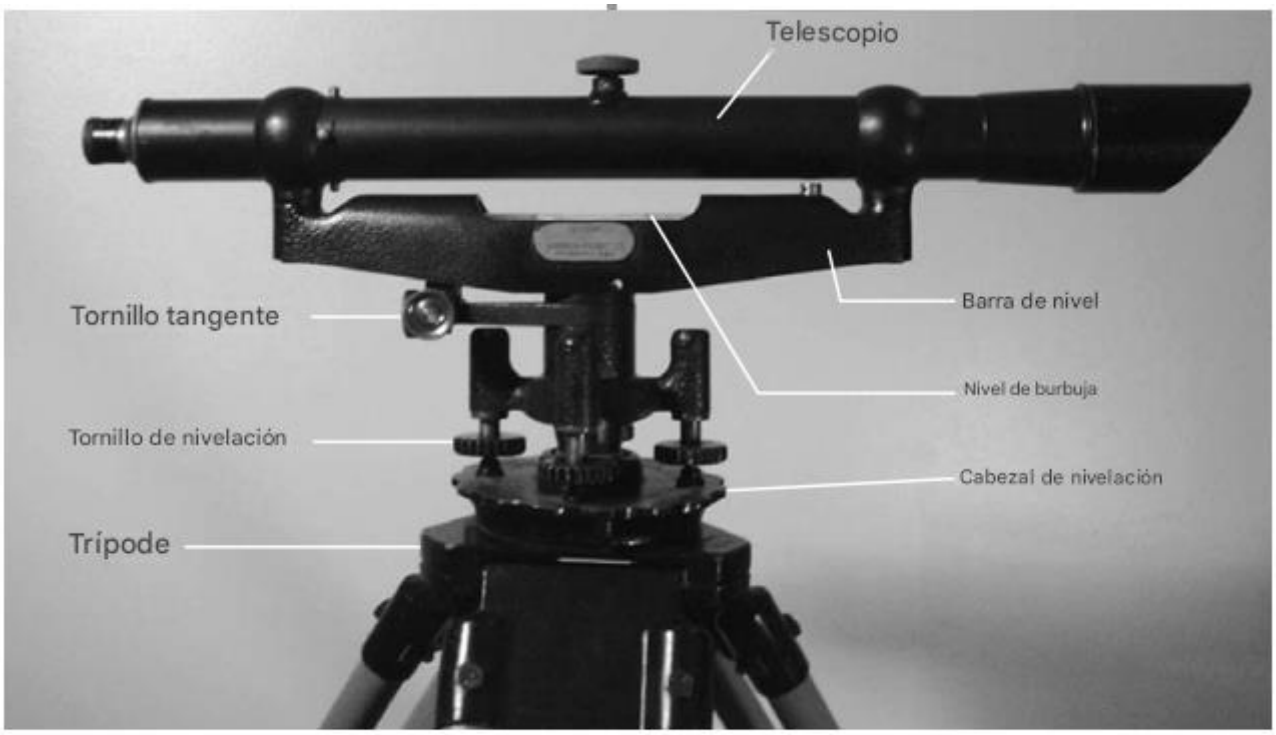


Figura A.1
Nivel Dumpy o de barra de nivelación

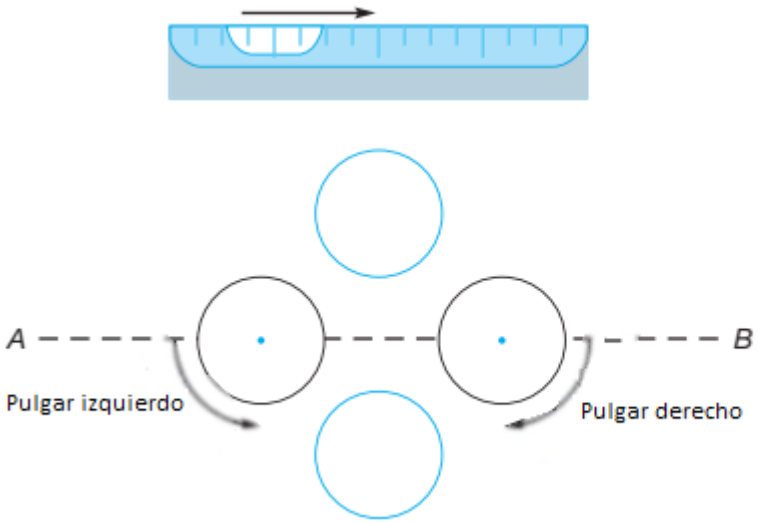


Figura A.2
Uso de tornillos de nivelación con un cabezal de nivelación de cuatro tornillos

Si la burbuja se mueve cuando el telescopio gira 180° en acimut después de que el instrumento se haya nivelado, el nivel de burbuja está desajustado. Se puede ajustar siguiendo los procedimientos descritos en la Sección 4.15.3. El ajuste se realiza girando las tuercas de ajuste de nivel en un extremo del nivel de burbuja (ver Figura A.1). Cuando la burbuja está ajustada y el proceso de nivelación se completa como se describió anteriormente, la línea de visión genera un plano horizontal a medida que el telescopio gira sobre su eje vertical. El nivel de burbuja se puede utilizar para todo

tipo de nivelación, incluyendo nivelación diferencial, de perfil y de construcción. Se debe tener cuidado de asegurar que la burbuja esté centrada siempre que se tome una lectura de la mira. Otro instrumento de nivelación más antiguo llamado nivel **en Y** es similar en muchos aspectos al nivel de burbuja. Su telescopio descansa en soportes en la barra de nivel llamada **Y**. Su ventaja es que el telescopio se puede quitar de las **Y**, un procedimiento que facilita el ajuste del instrumento.

■ A.3 INTRODUCCIÓN AL TRÁNSITO Y AL TEODOLITO

El teódolito y el tránsito son predecesores de la estación total. Estos instrumentos son fundamentalmente equivalentes y pueden realizar básicamente las mismas tareas. La aplicación más importante de los teódolitos y tránsitos era la observación de ángulos horizontales y verticales (o cenitales), pero también podían utilizarse para obtener distancias horizontales y determinar elevaciones de puntos mediante estadios, realizar nivelaciones diferenciales de bajo orden y establecer alineaciones. Los componentes principales de un teódolito y tránsito incluyen un telescopio de puntería y dos círculos graduados montados en planos mutuamente perpendiculares. Antes de medir ángulos, el círculo horizontal se orienta en un plano horizontal mediante burbujas de nivel, lo que automáticamente coloca el otro círculo en un plano vertical. Los ángulos horizontales y cenitales (o verticales) pueden entonces observarse directamente en sus respectivos planos de referencia. William Young de Filadelfia fabricó el primer teódolito estadounidense en 1831. El término tránsito se adoptó para el instrumento porque su telescopio podía ser transitado, o invertido en dirección, haciéndolo girar alrededor de un “eje horizontal”. En Europa, se adoptó el nombre de teodolito de tránsito para este tipo de instrumento de medición de ángulos. Los europeos finalmente eliminaron el adjetivo y conservaron el nombre de teodolito. No existe un entendimiento internacionalmente aceptado entre los topógrafos sobre la diferencia exacta que denotan los términos tránsito y teodolito. Sin embargo, el criterio más comúnmente utilizado es su diseño general, particularmente sus círculos graduados y sistemas para leerlos. Los tránsitos tienen un diseño de “círculo abierto” (véanse las figuras A.3 y A.4), en el que sus círculos graduados, hechos de metal, son visibles para un operador y se leen con la ayuda de nonios (véase la sección A.4.2). Los teodolitos, por otro lado, presentan un diseño cerrado (véanse las figuras A.6 y A.7). Los teodolitos tienen círculos graduados hechos de vidrio. No son directamente visibles para el operador y debe leerse mediante un sistema óptico microscópico interno; por lo tanto, estos instrumentos se denominan teodolitos ópticos. Las versiones posteriores, llamadas teodolitos digitales, podían resolver automáticamente las lecturas del círculo mediante sistemas electrónicos y mostrarlas en formato digital. Otras distinciones entre tránsitos y teodolitos se describen más adelante en esta sección. En general, los teodolitos son capaces de mayor precisión y exactitud en las observaciones angulares que los tránsitos. Debido a esta y otras ventajas, durante el período comprendido entre la década de 1960 y mediados de la década de 1980, los teodolitos se adquirieron con mucha más frecuencia que los tránsitos en los Estados Unidos. Desde mediados de la década de 1980, los instrumentos de estación total, con sus capacidades de lectura automática de ángulo y distancia y microprocesadores integrados para el procesamiento de datos en tiempo real, han reemplazado rápidamente tanto a los tránsitos como a los teodolitos.

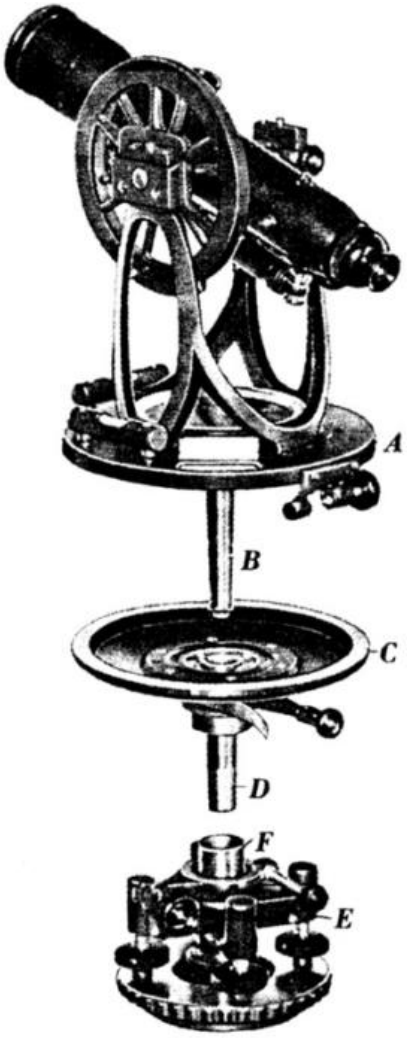


Figura A.3.
Tres conjuntos principales del teodolito, de arriba abajo: alidada, placa inferior y cabezal de nivelación. Las partes del teodolito identificadas con letras son:
(A) placa superior;
(B) husillo interior;
(C) placa inferior;
(D) husillo exterior;
(E) cabezal de nivelación; y
(F) base.
(Cortesía de W. & L.E. Gurley).

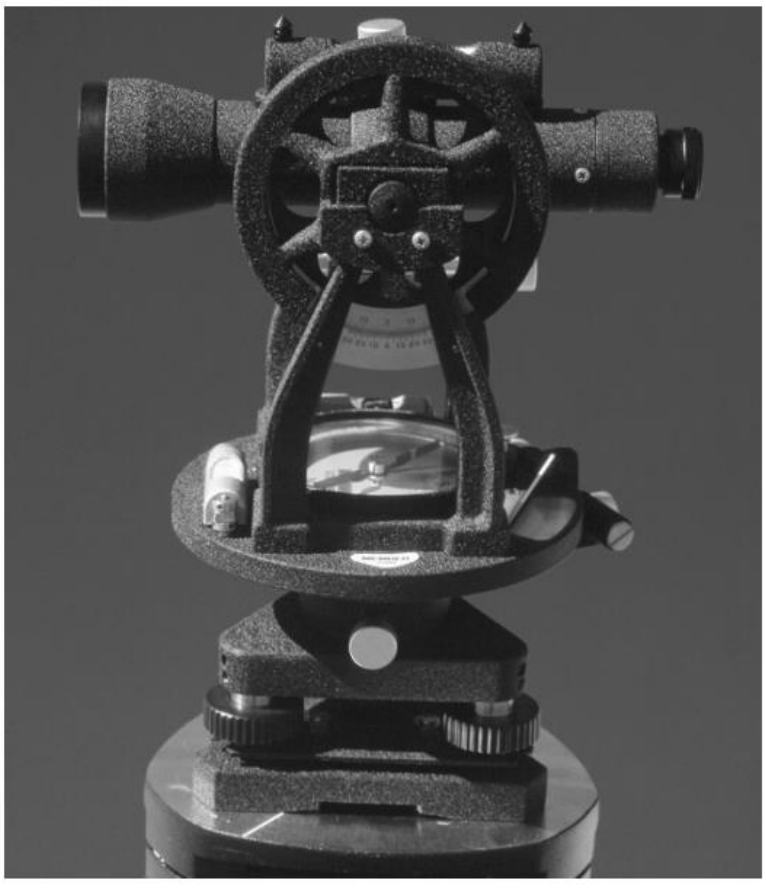


Figura A.4.
Tránsito ensamblado.
(Cortesía de Tom Pantages).

■ A.4 EL TRÁNSITO

En las subsecciones siguientes, se describen las partes de un teodolito y sus funciones. También se explican los procedimientos para su manejo, montaje y uso.

A.4.1 Partes de un teodolito

Los teodolitos tienen tres conjuntos principales:

(1) la alidada,

(2) la placa inferior y

(3) el cabezal de nivelación.

Estos tres conjuntos se muestran en sus posiciones relativas de arriba a abajo en la Figura A.3 y ensamblados en el diagrama de corte de la Figura A.4. Las partes específicas dentro de los conjuntos se identifican en las figuras. A continuación se presenta una descripción detallada de cada uno de estos conjuntos y partes. La referencia a las figuras permitirá una mejor comprensión de las descripciones.

Ensamblaje de la alidada.

El ensamblaje de la alidada contiene el telescopio, el círculo vertical y la placa superior (A en la Figura A.3). Un husillo vertical B está unido a la placa superior, lo que permite que el conjunto gire alrededor de un eje vertical. El diseño cónico del husillo asegura que, a pesar del desgaste, a menos que se dañe por suciedad o un accidente, seguirá asentándose y centrándose correctamente. Dos burbujas de nivel están fijadas a la placa superior: la burbuja de altitud, paralela al telescopio, y la burbuja de acimut, perpendicular a ella (véase la figura A.4). También se montan dos nonios, denominados A y B, en la placa superior, separados 180°. Se han previsto mecanismos para ajustar los nonios y las burbujas de nivel. Dos patrones verticales, fundidos como parte integral de la alidada, sirven de soporte a los brazos transversales horizontales del telescopio. El telescopio gira en un plano vertical alrededor del eje horizontal que pasa por los brazos. El telescopio, similar a un nivel de burbuja, contiene un ocular, una retícula y un sistema de lentes objetivo. Una burbuja de nivel sensible está fijada al tubo del telescopio para que este pueda utilizarse como instrumento de nivelación en trabajos donde una menor magnificación y sensibilidad de la burbuja sean suficientes. Se dice que el telescopio está en posición normal o directa cuando la burbuja de nivel se encuentra por debajo de él. Al girar el telescopio 180° sobre su eje horizontal, el nivel de burbuja queda por encima, y se dice que el instrumento está en modo sumergido, invertido o revertido. Para permitir el uso del telescopio para nivelar tanto en la posición normal como en la invertida, es conveniente un nivel de burbuja reversible (curvo y graduado tanto en su parte superior como inferior para que pueda utilizarse en ambas posiciones). El círculo vertical está sostenido por el brazo transversal y gira con el telescopio al rotarlo. El círculo normalmente está dividido en intervalos de 1/2° con lecturas al minuto más cercano obtenidas de un nonio con 30 divisiones. El nonio está montado sobre un soporte con provisiones para su ajuste. Si está correctamente ajustado, debería marcar cero cuando la burbuja del telescopio está centrada. Si está desajustado, se lee un error de índice constante del círculo con la burbuja centrada y debe aplicarse a todos los ángulos verticales, con el signo apropiado, para obtener valores correctos.

El conjunto de la alidada también contiene una caja de brújula y sujeta el tornillo tangente superior. Una abrazadera de círculo vertical (para el eje horizontal) se aprieta para mantener el telescopio horizontal o en cualquier inclinación deseada. Una vez ajustada la abrazadera, es posible un rango limitado de movimiento vertical manipulando el tornillo tangente de círculo vertical (también llamado tornillo de movimiento lento vertical). Conjunto de la placa inferior. La placa inferior (C en la figura A.3) es una placa circular horizontal graduada en su cara superior. Su parte inferior está unida a un husillo vertical, hueco y cónico D en el que encaja con precisión el husillo de la alidada. La placa superior cubre completamente la placa inferior, excepto por dos aberturas donde los nonios coinciden exactamente con el círculo graduado. La abrazadera superior del conjunto de la placa inferior une las placas superior e inferior. Es posible un pequeño rango de movimiento después de la sujeción mediante el tornillo tangente superior (ubicado en el conjunto de la alidada).

Conjunto del cabezal de nivelación.

El conjunto del cabezal de nivelación (E en la figura A.3) consta de una placa horizontal inferior, que tiene un collar roscado para acoplarse a un trípode, y una "araña" con cuatro tornillos de nivelación. Los tornillos de nivelación, alojados en copas para evitar rayar la placa inferior, están parcial o totalmente protegidos contra la suciedad y los daños. Un casquillo (F en la figura A.3) del cabezal de nivelación incluye una abrazadera inferior para fijar la placa inferior. El tornillo tangente inferior (también en el cabezal de nivelación) se utiliza para realizar ajustes precisos después de apretar la abrazadera inferior. La base del casquillo se encaja en una rótula que descansa sobre la placa inferior del cabezal de nivelación, sobre la cual se desliza horizontalmente. Una cadena de plomada unida al centro del husillo sostiene la cuerda de la plomada. Algunos teodolitos disponen de una plomada óptica, que es un telescopio que atraviesa el centro vertical (husillo). Al igual que los utilizados en los instrumentos de estación total, apunta verticalmente cuando el instrumento está nivelado y se observa en ángulo recto (horizontalmente) mediante un prisma para facilitar la observación. Un repaso del uso de las distintas abrazaderas y tornillos tangentes puede ser útil para el principiante. La «abrazadera de círculo vertical y el tornillo tangente» en un estándar controlan el movimiento del telescopio en el plano vertical. La «abrazadera superior» sujeta las placas superior e inferior, y un «tornillo tangente superior» permite un pequeño movimiento diferencial entre ellas. Una «abrazadera inferior» sujeta la placa inferior al zócalo, tras lo cual un «tornillo tangente inferior» hace girar la placa un pequeño ángulo. Si las placas superior e inferior están sujetas, se moverán libremente como una unidad hasta que se apriete la abrazadera inferior. Los trípodes utilizados para tránsitos pueden ser de patas fijas o ajustables.

A.4.2 Escalas circulares y nonios (Vernier o Nonius)

El círculo horizontal de la placa inferior puede dividirse de varias maneras, pero generalmente está graduado en intervalos de 30' o 20'. Para facilitar la medición de ángulos a la derecha o a la izquierda, las graduaciones están numeradas de 0° a 360° tanto en sentido horario como antihorario. La figura A.5 muestra estas disposiciones. Los círculos verticales de la mayoría de los teodolitos están graduados en intervalos de 30'. Suelen estar numerados desde cero en la parte inferior (para una mira horizontal) hasta 90° en ambas direcciones (para miras verticales), y luego de vuelta a cero en la parte superior. Esto facilita la lectura de ángulos de elevación o depresión con el telescopio en posición directa o invertida. Los círculos horizontales y verticales de los teodolitos se leen mediante nonieres. Un nonier es una escala auxiliar corta colocada paralela y al lado de una escala principal. Permite leer fracciones de las divisiones más pequeñas de la escala principal sin interpolación. Las figuras A.5(a) y (b) muestran dos combinaciones diferentes de escalas de nonio y ángulo comúnmente utilizadas en teodolitos. Ambas son de doble nonio; es decir, se pueden leer en sentido horario o antihorario desde la marca de índice (cero). Considerando la escala de nonio en sentido horario de la figura A.5(a), está construida de manera que 30 de sus divisiones cubren 29 divisiones de medio grado (30') en el círculo graduado.

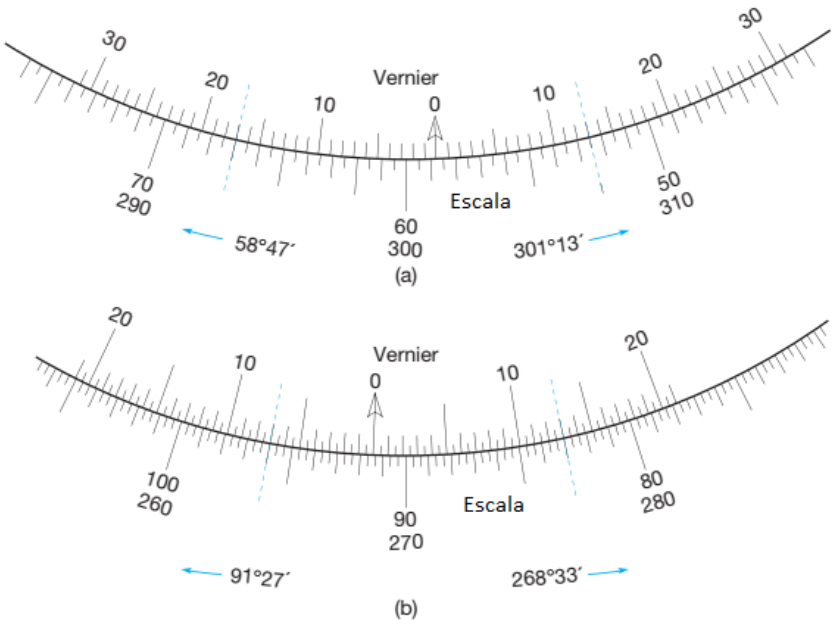


Figura A.5.
Vernier de tránsito.
[La precisión de (a) es 1'; la precisión de (b) es 1/2'.]

Así, cada división del nonio equivale a 29/30 x 30' = 29'. La diferencia entre la longitud de una división de la escala principal y una división del nonio es, por lo tanto, 01'. Esta es la llamada cuenta mínima de este nonio. En general, la cuenta mínima de un nonio viene dada por

$$\text{recuento mínimo} = d/n \qquad \textbf{(A.1)}$$

donde ***d*** es el valor de la división más pequeña de la escala principal y ***n*** el número de divisiones del nonio que abarcan (n - 1) unidades de la escala principal. Según la ecuación (A.1), la cuenta más pequeña del nonio de la figura A.5(a) es 30'/30 = 01'. Esto verifica la determinación intuitiva dada anteriormente. Un observador no puede hacer lecturas usando un nonio sin antes determinar su cuenta más pequeña. Para el nonio de la figura A.5(a), si la marca de índice estuviera perfectamente alineada con una cierta división de la escala principal, digamos la marca de 58°30' (lectura en sentido horario), y luego el nonio avanzara 01' en sentido horario, la primera división del nonio estaría entonces alineada con la primera división de la escala principal a la izquierda de la marca de índice y la lectura sería 58°31'. Si el círculo se moviera otros 01', la segunda división del nonio se alinearía con la segunda división de la escala principal a la izquierda de la marca de índice y la lectura sería 58°02', etc. En la Figura A.5(a), la decimoséptima división del nonio se alinea con una división de la escala principal (mostrada por una línea discontinua); por lo tanto, el círculo se ha avanzado 17' más allá de 58°30' y la lectura en sentido horario es 58°47'. Con los nonios dobles que se muestran en las Figuras A.5(a) y (b), un observador puede medir ángulos tanto en sentido horario como antihorario. Esto es particularmente conveniente para medir ángulos de deflexión, que pueden ser hacia la derecha o hacia la izquierda. Con los nonios dobles habrá dos líneas coincidentes, una para el ángulo en sentido horario y la otra para el ángulo en sentido antihorario. La lectura del círculo en sentido antihorario en la figura A.5(a) es 301°00' + 13' = 301°13'. Tenga en cuenta que la suma de los ángulos en sentido horario y antihorario debe ser 360°00'.

En la figura A.5(b), la graduación del círculo más pequeño es 20', y 40 divisiones vernier abarcan 39 en el círculo. Por lo tanto, según la ecuación (A.1), la cuenta más pequeña es 20'/40 = 1/2 min. = 30". La lectura del ángulo en sentido horario es 91°20' + 07' = 91°27'; para el círculo en sentido antihorario es 268°20' + 13' = 268°33'.

A.4.3 Propiedades del Tránsito

Los Tránsitos están diseñados para tener un equilibrio adecuado entre la magnificación y la resolución del telescopio, la precisión del nonio y la sensibilidad de la placa y las burbujas del telescopio. En el diseño se asume una longitud de visión promedio de aproximadamente 300 pies. Por lo tanto, un instrumento estándar de 1' tiene las siguientes propiedades:

Magnificación, 18-30 x

Campo de visión, 1'-1°30'

Resolución, 3-5"

Enfoque mínimo, aproximadamente 3-8 pies

Sensibilidad de los niveles de la placa por división de 2 mm, 60-100"

Sensibilidad del nivel del telescopio por división de 2 mm, 30-60"

Peso del cabezal del instrumento sin trípode, 11-18 lb

Las retículas de Tránsito generalmente incluyen pelos centrales verticales y horizontales y dos pelos de estadia adicionales, uno encima y el otro debajo del pelo central horizontal. Las líneas de estadia cortas, utilizadas en retículas de vidrio, evitan la confusión entre el pelo central y los pelos de estadia.

A.4.4 Manipulación, montaje y uso de un teodolito

Un teodolito es un instrumento de precisión y, como tal, debe manipularse con cuidado. Los procedimientos para la manipulación y el cuidado de un instrumento de estación total se trataron en la Sección 8.5, y estas mismas precauciones deben tomarse con un teodolito. Para colocar un teodolito sobre un punto, normalmente se utiliza una plomada, ya que la mayoría de los teodolitos no están equipados con plomadas ópticas. Después de colocar el trípode de manera que el instrumento esté aproximadamente sobre el punto, la cuerda de la plomada se sujeta a un gancho en la parte inferior del husillo con un nudo corredizo. Esto permite subir o bajar la plomada sin volver a atarla y también evita la formación de nudos. Un pequeño accesorio deslizante también es útil para este propósito. Si el instrumento se está configurando para medir un ángulo, la plomada debe colocarse directamente sobre un punto definido, como una tachuela en una estaca de madera, y las placas deben nivelarse. Las patas del trípode se pueden mover hacia adentro, hacia afuera o hacia los lados para nivelar aproximadamente las placas antes de usar los tornillos de nivelación. Sin embargo, mover las patas afecta la posición de la plomada, lo que hace que sea más difícil configurar un teodolito que un nivel. Se utilizan dos métodos para colocar la plomada a aproximadamente 1/4 de pulgada del punto correcto. En el primer método, el teodolito se coloca sobre la marca y se mueven una o más patas para colocar la plomada en posición. Una pata se puede mover circunferencialmente para nivelar las placas sin perturbar demasiado la plomada. Los principiantes a veces tienen dificultades con este método porque al principio el centro del teodolito está demasiado lejos del punto, o las placas están muy desniveladas. Varios movimientos de las patas del trípode pueden fallar al nivelar las placas y centrar la plomada, manteniendo a la vez una altura adecuada del instrumento. Si se utiliza un trípode con patas ajustables, se pueden alargar o acortar una o dos para colocar la plomada directamente sobre el punto de apoyo.

En el segundo método, especialmente adecuado para nivelar en terrenos con pendiente uniforme, el teodolito se coloca cerca del punto y las placas se nivelan aproximadamente moviendo las patas del trípode según sea necesario. Luego, con una pata del trípode en la mano izquierda, otra bajo la axila izquierda y la tercera apoyada en la mano derecha, se levanta el teodolito y se coloca sobre la marca. Un ligero desplazamiento de una pata debería acercar la plomada a aproximadamente 6 mm de la posición correcta y dejar las placas prácticamente niveladas. Aflojando los cuatro tornillos de nivelación y deslizándolos sobre la placa inferior mediante el cabezal móvil de rótula, que permite un movimiento limitado, se centra con precisión la plomada. Para asegurar la movilidad en cualquier dirección, el cabezal móvil debe estar aproximadamente centrado en la placa inferior antes de colocar el instrumento y al guardarlo. Un teodolito se nivela con precisión mediante los cuatro tornillos de nivelación de forma similar a la descrita en la Sección A.2 para un nivel de burbuja. Sin embargo, cada burbuja de nivel en la placa superior se coloca primero sobre un par de tornillos opuestos, y como hay dos burbujas disponibles, no es necesario cambiar la posición del telescopio en el proceso de nivelación inicial. Después de centrar cuidadosamente ambas burbujas, se gira el telescopio 180°. Como se explica en la Sección 8.20 y se ilustra en la Figura 8.25, si las burbujas se desplazan, indicarán el doble de desnivel. Por lo tanto, deben volver a su posición inicial y girar el telescopio a su dirección original. Si las burbujas permanecen en su posición intermedia, aunque no estén centradas, el instrumento está nivelado; de lo contrario, se repite el proceso hasta que las burbujas permanezcan en la misma ubicación independientemente de la dirección en la que apunte el telescopio. Si después de nivelar el instrumento, las burbujas están muy descentradas, puede ser conveniente ajustar las burbujas, lo cual se puede hacer utilizando el procedimiento descrito en la Sección 8.19.1. Si la plomada aún está sobre la marca después de la nivelación, el instrumento está listo para su uso. Pero si las placas estaban inicialmente muy desniveladas, o si los tornillos de nivelación no estaban ajustados uniformemente desde el principio, la plomada se desviará de la marca durante la nivelación. En ese caso, habrá que aflojar y reajustar los tornillos, y volver a nivelar el teodolito. Es evidente que se puede ahorrar tiempo teniendo cuidado al montar el trípode por primera vez, de modo que su cabezal esté aproximadamente nivelado para evitar manipulaciones excesivas y posibles atascos de los tornillos. Como se mencionó anteriormente, los teodolitos se pueden usar para observar ángulos horizontales y verticales, y también para trazar alineaciones y determinar distancias mediante estadimetría. Los teodolitos son instrumentos repetitivos porque los ángulos horizontales se pueden medir usándolos repetidamente; es decir, un ángulo se puede repetir cualquier número de veces y el total se suma en las placas. Para eliminar los errores instrumentales, se miden la misma cantidad de ángulos individuales tanto en modo directo como inverso. El ángulo final se toma como promedio. Las ventajas del procedimiento repetitivo son

(1) una mayor precisión obtenida mediante el promedio y

(2) la detección de errores al comparar los valores de las lecturas individuales y múltiples.

El procedimiento de observación de ángulos horizontales por repetición utilizando instrumentos de estación total se describieron en la Sección 8.8. El mismo procedimiento se aplica con transiciones. Los métodos para medir ángulos verticales con instrumentos de estación total fueron discutidos en la Sección 8.13, pero nuevamente, esto también aplica a los tránsitos. Finalmente, el método para determinar distancias por estadios se presentó en la Sección 16.9.2.

■ A. 5 EL TEODOLITO

El teodolito se analiza en las subsecciones siguientes. En particular, se describen dos tipos de instrumentos: teodolitos repetidores (véase la figura A.6) y teodolitos direccionales (véase la figura A.7). Se analizan las características de estos instrumentos y los procedimientos para su manejo y configuración. A.5.1 Características de los teodolitos Los teodolitos se diferencian de los tránsitos en apariencia (generalmente son más compactos, ligeros y aerodinámicos) y en diseño por una serie de características, las más importantes de las cuales son las siguientes:

1. Los telescopios son cortos, tienen retículas grabadas en vidrio y están equipados con miras de rifle o colimadores para apuntar de forma aproximada.

2. Los círculos horizontales y verticales están hechos de vidrio con líneas de graduación y números grabados en las superficies de los círculos (excepto en los teodolitos digitales). Las líneas son muy finas y están más definidas que las que se pueden lograr al trazarlas en los círculos metálicos utilizados en los tránsitos. Se pueden obtener círculos graduados con precisión y de diámetros pequeños, y esta es una de las razones por las que los instrumentos son tan compactos. Los círculos normalmente se dividen en secciones convencionales grados y fracciones sexagesimales (360°), pero se pueden obtener instrumentos con graduaciones en grados centesimales o gons (círculo completo dividido en 400^g).

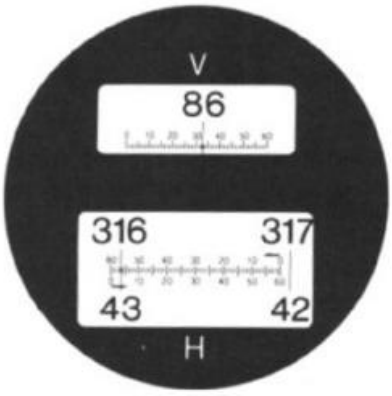


Figura A.6
(a) Teodolito repetidor de lectura óptica Lietz T60E y (b) sistema de lectura para teodolito repetidor de lectura óptica. (Cortesía de Sokkia Corporation).

3. El círculo vertical de la mayoría de los teodolitos está indexado con precisión respecto a la dirección de la gravedad de dos maneras: (a) mediante un compensador automático o (b) mediante un nivel de colimación o nivel de índice, generalmente del tipo de coincidencia, conectado al sistema de lectura del círculo vertical. Ambos proporcionan un plano de referencia más preciso para medir ángulos verticales que los niveles de placa utilizados en los tránsitos. Las

lecturas del círculo vertical corresponden a ángulos cenitales; es decir, 0° se obtiene cuando el telescopio apunta verticalmente, y se lee 90° (en modo directo) o 270° (en modo inverso) cuando está horizontal.

4. Los sistemas de lectura del círculo constan de un microscopio con la óptica integrada (excepto en los teodolitos digitales, que cuentan con capacidad de lectura automática de ángulos). El ocular de lectura suele estar junto al ocular del telescopio o situado en uno de los patrones. Algunos instrumentos disponen de micrómetros ópticos para la lectura fraccionaria de intervalos del círculo (la escala del micrómetro es visible a través del microscopio); otros son de lectura directa. En la mayoría de los teodolitos, un espejo ubicado en uno de los soportes se puede ajustar para reflejar la luz hacia el instrumento e iluminar los círculos para su uso diurno. Pueden equiparse con un sistema de iluminación interna alimentado por batería para su uso nocturno y subterráneo. Algunos teodolitos también pueden usar el sistema alimentado por batería en lugar de los espejos para el trabajo diurno.

5. La rotación alrededor del eje vertical se produce dentro de un cilindro de acero o sobre rodamientos de bolas de precisión, o una combinación de ambos.

6. El cabezal de nivelación consta de tres tornillos o levas.

7. Las bases o trípodes de los teodolitos suelen estar diseñados para permitir el intercambio del instrumento con objetivos de puntería, prismas e instrumentos EDM sin alterar el centrado sobre el punto de medición.

8. Una plomada óptica, integrada en la base o alidada de la mayoría de los teodolitos, reemplaza la plomada y permite un centrado más preciso.

9. Se puede acoplar una brújula a un teodolito como accesorio, pero no forma parte integral del instrumento, como sí ocurre con los teodolitos de tránsito.

10. Los trípodes que se utilizan con los teodolitos son de bastidor ancho y la mayoría tienen patas ajustables. Algunos son totalmente metálicos e incorporan dispositivos para la nivelación preliminar del cabezal del trípode y el centrado mecánico (plomada), lo que elimina la necesidad de una plomada o una plomada óptica.

A.5.2 Teodolitos repetitivos

Como se mencionó anteriormente, los teodolitos se dividen en dos categorías básicas: el tipo repetitivo y el modelo direccional. Los teodolitos repetitivos están equipados con un doble eje vertical, generalmente de forma cilíndrica, o una abrazadera de repetición. El doble eje vertical es similar a la disposición de doble husillo utilizada en los teodolitos. Este diseño permite que los ángulos horizontales se repitan cualquier número de veces y se sumen directamente en el círculo del instrumento. La figura A.6(a) muestra el LietzT60E, que es un ejemplo de un teodolito de tipo repetitivo. El sistema de lectura óptica, típico de este tipo de teodolitos repetitivos, ilustrado en la figura A.6(b), permite leer los ángulos directamente al minuto más cercano con una estimación posible de 0,1'. El instrumento cuenta con un compensador automático de círculo vertical, un telescopio con un ocular estándar de 30° de aumento, una plomada óptica y una sensibilidad de burbuja de placa de 30"/2 mm. de división. Este instrumento es representativo de muchos otros de este tipo. El sistema de lectura de Lietz, y de muchos otros teodolitos, consiste en una escala de vidrio graduada con una extensión de 1' que aparece superpuesta a las divisiones de grados del círculo principal. Esta escala se lee directamente mediante un microscopio cuyo pequeño ocular se puede ver junto al telescopio principal en la figura. Para tomar una lectura, simplemente es necesario observar qué número de grado se encuentra dentro de la extensión de 1' de la escala de vidrio y seleccionar el minuto indicado por la marca de índice. Las lecturas del círculo vertical y horizontal en sentido horario indicadas en la Figura A.6 son 86°32,5' y 316°56,5', respectivamente. (La lectura del círculo horizontal en sentido antihorario es 43°03,5'). Por lo tanto, en este instrumento, las lecturas del círculo horizontal y vertical son iguales. Los círculos pueden verse y leerse simultáneamente a través del microscopio de lectura.

A.5.3 Teodolitos direccionales

Un teodolito direccional se utiliza para leer direcciones en lugar de ángulos. Con este tipo de instrumento, después de haber realizado una observación en un punto, se lee la dirección indicada en el círculo. Una observación en la siguiente marca proporciona una nueva dirección, por lo que el ángulo entre las líneas se puede calcular restando la primera dirección de la segunda. Los teodolitos direccionales tienen un solo eje vertical y, por lo tanto, no pueden medir ángulos mediante el método de repetición. Sin embargo, cuentan con un mecanismo de orientación circular para realizar un ajuste aproximado del círculo horizontal en cualquier posición deseada. En todos los teodolitos direccionales, cada lectura representa la media de dos lados diametralmente opuestos del círculo, lo cual es posible porque el operador observa simultáneamente ambos lados a través de la óptica interna. Este procedimiento de lectura, equivalente al promedio de las lecturas de los nonios A y B de un tránsito, compensa automáticamente los errores de excentricidad (véase la Sección 8.20.1). Un teodolito direccional típico, el Wild T2, se muestra en la Figura A.7(a). Tiene un micrómetro que permite leer los círculos horizontal y vertical directamente hasta 1", con una estimación posible hasta el 0,1". También tiene una burbuja de control vertical para orientar el círculo vertical, una plomada óptica y una burbuja de placa con una sensibilidad de división de 20"/2 mm. Este instrumento es representativo de muchos otros similares en la categoría de teodolitos direccionales. La Figura A.7(b) ilustra el sistema de lectura para el círculo vertical del instrumento Wild T-2 de la Figura A.7(a). El círculo horizontal tiene un sistema similar. Mediante prismas internos, un operador que mira a través del ocular del microscopio ve simultáneamente las dos porciones diametralmente opuestas del círculo vertical (o horizontal). Solo se puede ver un círculo a la vez, y un interruptor óptico permite hacer la selección. Los círculos principales están graduados en intervalos de 5 minutos. Dentro de la Figura A.7(b), hay tres rectángulos o "marcos". El marco superior muestra las graduaciones de 5' en los dos lados diametralmente opuestos del círculo vertical, un lado encima del otro y separados por una línea horizontal. Después de completar la previsión al girar un ángulo, estas graduaciones opuestas de 5' en el marco superior no coincidirán, sino que estarán desplazadas.

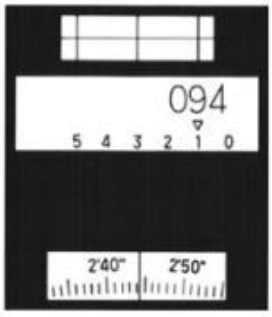


Figura A.7
(a) Teodolito direccional de lectura óptica Wild T-2 y (b) sistema de lectura para el Wild T-2. (Cortesía de Leica Geosystems AG).

La coincidencia se obtiene girando el pomo del micrómetro hasta que las líneas verticales superiores coincidan con las inferiores, como se muestra en el recuadro superior de la figura. Tras ajustar la coincidencia, el recuadro central proporciona la parte en grados de la lectura del ángulo, más la parte en minutos redondeada a la decena más cercana. El recuadro inferior permite obtener la parte restante en minutos y la parte en segundos de la lectura. En el ejemplo de la figura A.7(b), el recuadro central proporciona una lectura de 94°10' y el recuadro inferior proporciona 2'44,3". Por lo tanto, el valor final es 94°12'44,3". El círculo horizontal se lee de la misma manera. Existen otros sistemas de

lectura similares utilizados en teodolitos de diferentes fabricantes, y los operadores deben familiarizarse con el sistema de su instrumento en particular.

A.5.4 Manipulación, montaje y uso de un teodolito

Los teodolitos deben levantarse con cuidado de sus estuches sujetándolos por los soportes (algunos instrumentos están equipados con asas para este fin), y el instrumento debe fijarse firmemente al trípode mediante un tribaquio. Los principiantes pueden usar una plomada para aproximar la posición de montaje requerida, pero el centrado preciso sobre el punto se realiza mediante una plomada óptica que proporciona una línea de visión dirigida hacia abajo, colineal con el eje vertical del teodolito. El instrumento debe estar nivelado para que la plomada óptica defina una línea vertical. La mayoría de los trípodes para teodolitos tienen una burbuja de ojo de buey relativamente poco sensible para facilitar la nivelación preliminar aproximada antes de comenzar la nivelación final con la burbuja de la placa. Algunos trípodes también contienen una plomada óptica.

TRIBAQUIO

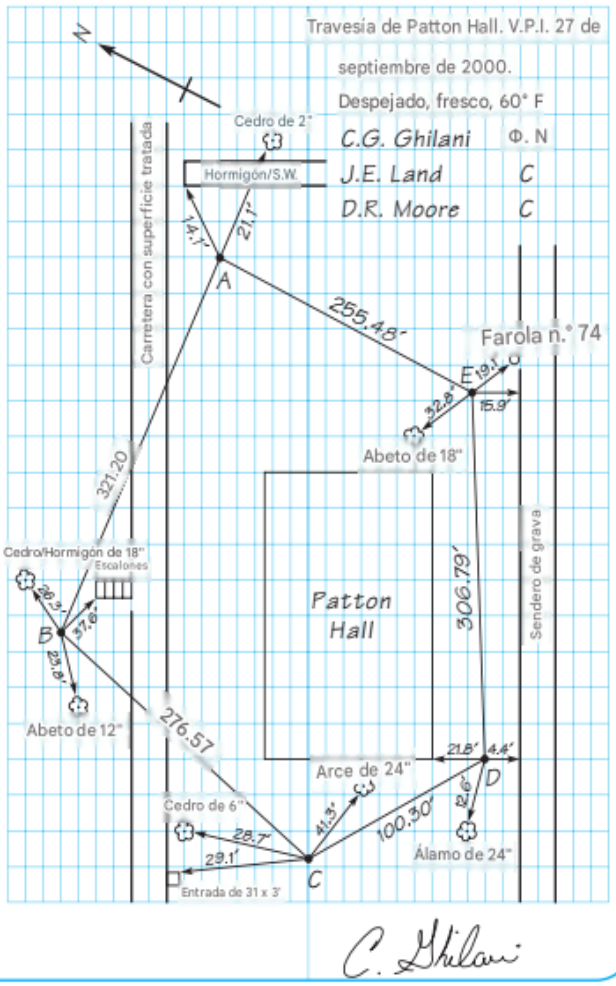
El proceso de configuración con un teodolito es el mismo que el descrito en la Sección 8.5 para instrumentos de estación total. Como se mencionó anteriormente, los teodolitos tienen un cabezal de nivelación de tres tornillos y una burbuja de placa simple. El procedimiento a seguir con este tipo de cabezal de nivelación también se describe en la Sección 8.5 y se ilustra en la Figura 8.4. Los teodolitos pueden realizar todas las tareas que se pueden realizar con un tránsito. Los procedimientos para medir ángulos horizontales y verticales se describen para instrumentos de estación total en el Capítulo 8, pero los mismos métodos se aplican a los teodolitos.

A continuación se colocarán las láminas en español y las originales en inglés para una mejor comprensión.

MEDICIÓN DE DISTANCIAS

Estación	Distancia hacia adelante	Distancia hacia atrás	Media	Error	Relación
A					
	321,18	321,22	321,20	0.04 / 321,20	= 1 / 8.000
B					
	276,54	276,60	276,57	0.06 / 276,57	= 1 / 4.600
C					
	100,30	100,29	100.30	0.01 / 100,30	= 1 / 10.000
D					
	306,77	306,81	306,79	0.04 / 306,79	= 1 / 7.700
E					
	255,47	255,50	255,48	0.03 / 255,48	= 1 / 8.500
A					

CON CINTA DE ACERO

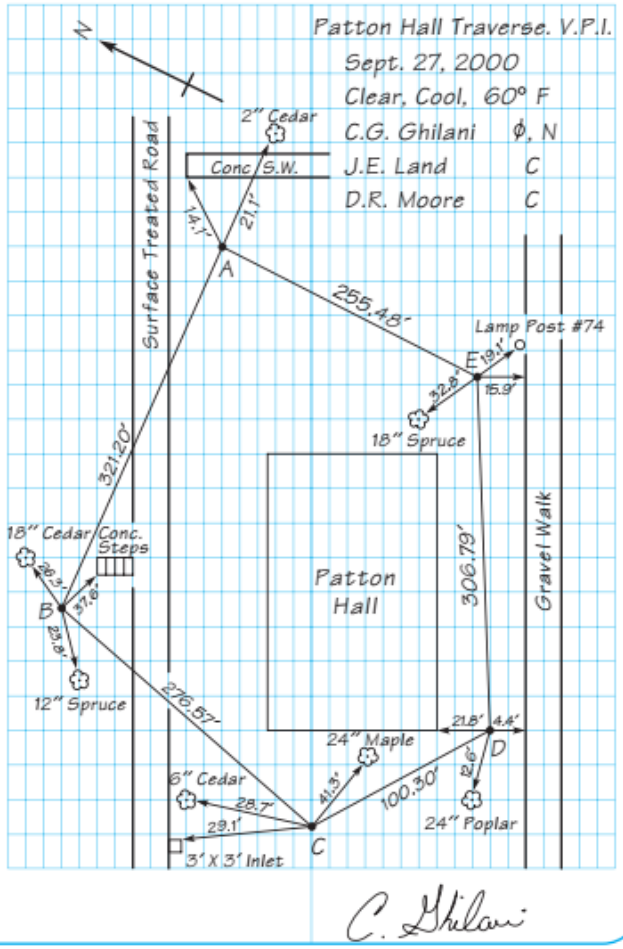


Placa B.1

MEASURING DISTANCES

Sta.	Fwd. Dist.	Back Dist.	Mean	Error	Ratio
A					
	321.18	321.22	321.20	.04 / 321.20	= 1 / 8,000
B					
	276.54	276.60	276.57	.06 / 276.57	= 1 / 4,600
C					
	100.30	100.29	100.30	.01 / 100.30	= 1 / 10,000
D					
	306.77	306.81	306.79	.04 / 306.79	= 1 / 7,700
E					
	255.47	255.50	255.48	.03 / 255.48	= 1 / 8,500
A					

WITH A STEEL TAPE



C. Ghilani

Plate B.1

NIVELACIÓN DE LA FOSA DE PRENSA

Punto	+ Vista	HI	Vista	Elevación	Corte
Carretera BM	4.22	364.70		360.48	
A,O			5.2	359.5	1.5
B,O			5.4	359.3	1.3
C,O			5.7	359.0	1.0
D,O			5.9	358.8	0.8
E,O			6.2	358.5	0.5
A,1			4.7	360.0	2.0
B,1			4.8	359.9	1.9
C,1			5.2	359.5	1.5
D,1			5.5	359.2	1.2
E,1			5.8	358.9	0.9
A,2			4.2	360.5	2.5
B,2			4.7	360.0	2.0
C,2			4.8	359.9	1.9
D,2			5.0	359.7	1.7
A,3			3.8	360.9	2.9
B,3			4.0	360.7	2.7
C,3			4.6	360.1	2.1
D,3			4.6	360.1	2.1
A,4			3.4	361.3	3.3
B,4			3.7	361.0	3.0
C,4			4.2	360.5	2.5
Carretera BM			4.22	360.48	

CALLES SEGUNDA Y OAK

hn

Madison, WI

Descripción de la carretera BM pág. 5

Fresco, nublado, 60° F

B.A. Dewitt N

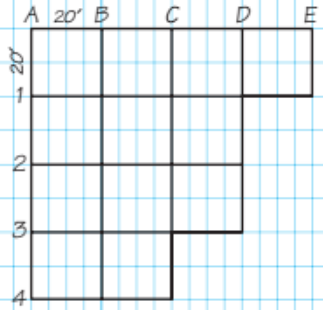
B.K. Harris F

E.A. Custer

11 de octubre de 2000

Nivel Kern #13

1.5
2.6
2.0
1.6
0.5
4.0
7.6
6.0
3.6
0.9
5.0
8.0
7.6
3.4
5.8
10.8
6.3
2.1
3.3
6.0
2.5
91.1



Elevación del terreno 358.0'

Volumen = área de la base x Shn ÷ (4 x 27)

4
400

22.8 x 27337 yardas cúbicas

B.A. Dewitt

Placa B.2

BORROW-PIT LEVELING

Point	+ Sight	HI	− Sight	Elev.	Cut
BM Road	4.22	364.70		360.48	
A,0			5.2	359.5	1.5
B,0			5.4	359.3	1.3
C,0			5.7	359.0	1.0
D,0			5.9	358.8	0.8
E,0			6.2	358.5	0.5
A,1			4.7	360.0	2.0
B,1			4.8	359.9	1.9
C,1			5.2	359.5	1.5
D,1			5.5	359.2	1.2
E,1			5.8	358.9	0.9
A,2			4.2	360.5	2.5
B,2			4.7	360.0	2.0
C,2			4.8	359.9	1.9
D,2			5.0	359.7	1.7
A,3			3.8	360.9	2.9
B,3			4.0	360.7	2.7
C,3			4.6	360.1	2.1
D,3			4.6	360.1	2.1
A,4			3.4	361.3	3.3
B,4			3.7	361.0	3.0
C,4			4.2	360.5	2.5
BM Road			4.22	360.48	

SECOND & OAK STREETS

hn

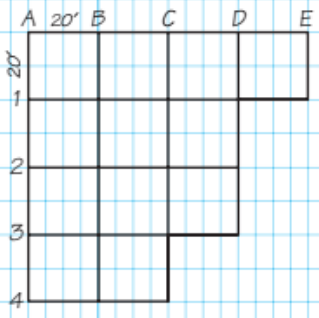
BM Road-Description p.5

1.5
2.6
2.0
1.6
0.5
4.0
7.6
6.0
3.6
0.9
5.0
8.0
7.6
3.4
5.8
10.8
6.3
2.1
3.3
6.0
2.5

91.1 | 4

22.8 x $\frac{400}{27}$ = 337 cu.yd.

Madison, WI
Cool, Cloudy, 60° F
B.A. Dewitt N
B.K. Harris ϕ
E.A. Custer
11 Oct. 2000
Kern Level #13



Grade elevation 358.0'

Volume = area of base x Σhn ÷ (4 x 27)

B.A. Dewitt

Plate B.2

Poligonación con A

Instrumento en la estación 101

$h_e = 5.8$ $h_r = 5.3$

Estación avistada	D/R	Círculo horizontal	Ángulo cenital	Distancia horizontal	Diferencia de elevación
104	D	0°00′00″	86°30′01″	324.38	+19.84
102	D	82°18′19″	92°48′17″	216.02	−10.58
104	R	180°00′03″	273°30′00″		
102	R	262°18′18″	267°11′41″		

Instrumento en la estación 102

$h_e = 5.5$ $h_r = 5.5$

101	D	0°00′00″	87°11′19″	261.05	+10.61
103	D	95°32′10″	85°19′08″	371.65	+30.43
101	R	180°00′02″	272°48′43″		
103	R	275°32′08″	274°40′50″		

Instrumento en la estación 103

$h_e = 5.4$ $h_r = 5.4$

102	D	0°00′00″	94°40′48″	371.63	−30.42
104	D	49°33′46	90°01′54″	145.03	− 0.08
102	R	180°00′00″	265°19′14″		
104	R	229°33′47″	269°58′00″		

INSTRUMENTO DE ESTACIÓN TOTAL

Levantamiento de control topográfico

19 de octubre de 2000

Fresco, soleado, 48° F

Presión 29.5 pulg.

Estación total N.° 7

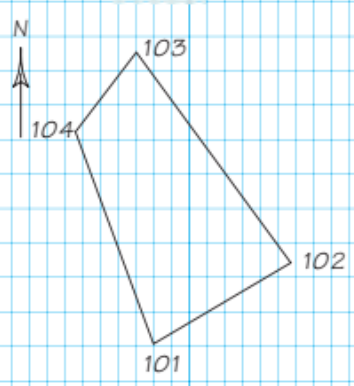
Reflector N.° 7A

M.R. Duckett – ⊼

N. Dahman – ∅

T. Ruhren – N

Boceto



M.R. Dunkett

Lámina B.3

TRAVERSING WITH A

Instrument at sta 101
$h_e = 5.8$ $h_r = 5.3$

Sta. Sighted	D/R	Horiz. Circle	Zenith Angle	Horiz. Dist.	Elev. Diff.
104	D	0°00′00″	86°30′01″	324.38	+19.84
102	D	82°18′19″	92°48′17″	216.02	−10.58
104	R	180°00′03″	273°30′00″		
102	R	262°18′18″	267°11′41″		

Instrument at sta 102
$h_e = 5.5$ $h_r = 5.5$

101	D	0°00′00″	87°11′19″	261.05	+10.61
103	D	95°32′10″	85°19′08″	371.65	+30.43
101	R	180°00′02″	272°48′43″		
103	R	275°32′08″	274°40′50″		

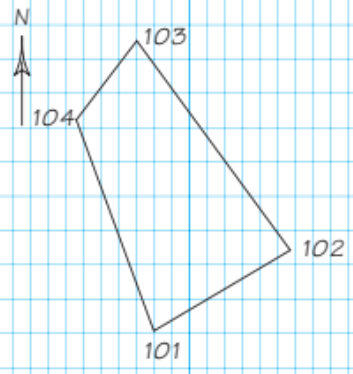
Instrument at sta 103
$h_e = 5.4$ $h_r = 5.4$

102	D	0°00′00″	94°40′48″	371.63	−30.42
104	D	49°33′46″	90°01′54″	145.03	− 0.08
102	R	180°00′00″	265°19′14″		
104	R	229°33′47″	269°58′00″		

TOTAL STATION INSTRUMENT

Topo Control Survey
19 Oct. 2000
Cool, Sunny, 48° F
Pressure 29.5 in.
Total Station #7
Reflector #7A
M.R. Duckett – MRD
N. Dahman – ND
T. Ruhren – TR

Sketch



M. R. Duckett

Plate B.3

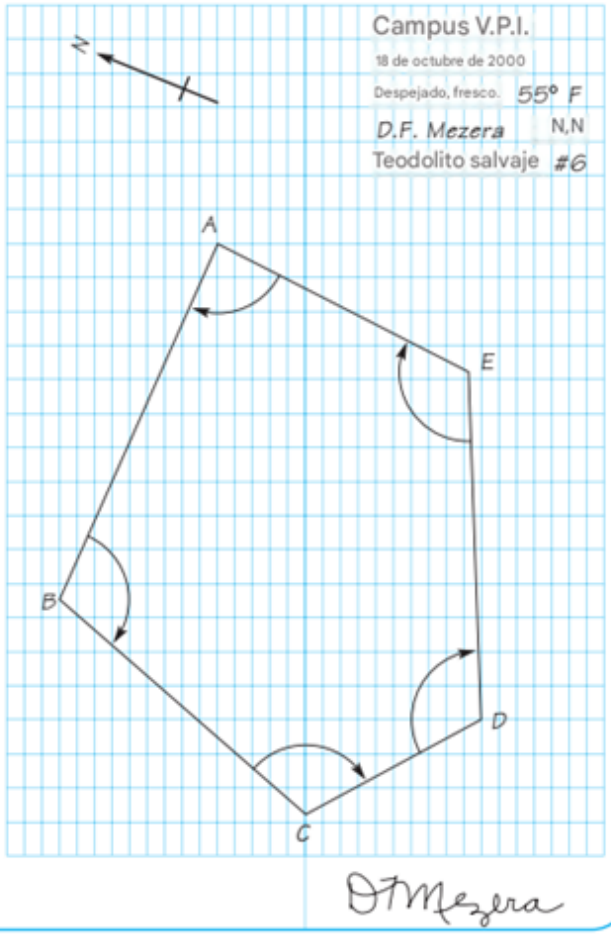
ÁNGULOS DIRECTOS DOBLES

Centro	Distancia	Simple ∠	Doble ∠	Promedio 4
A		38°58.0′	77°56.8′	38°58.4′
	321.31′			
B		148°53.6′	297°47.0′	148°53.5′
	276.57′			
C		84°28.1′	168°56.2′	84°28.1′
	100.30′			
D		114°40.3′	229°20.9′	114°40.4′
	306.83′			
E		152°59.4′	305°58.6′	152°59.3′
	255.48′			
A				
	Σ 1260.49′			539°59.7′
			Cierre erróneo	0°00.3′

Σ interior ∠s = (N-2) 180°
= (5-2) 180°
= 540°00′

POLIGONACIÓN DE PATTON HALL

Campus V.P.I.
18 de octubre de 2000
Despejado, fresco. 55° F
D.F. Mezera N,N
Teodolito salvaje #6



D F Mezera

Lámina B.4

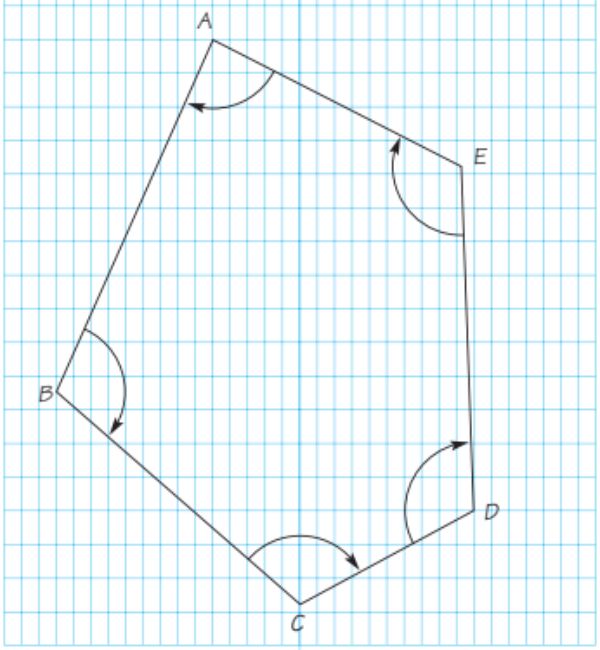
DOUBLE DIRECT ANGLES

Hub	Dist.	Single ∠	Double ∠	Avg. ∠
A		38°58.0′	77°56.8′	38°58.4′
	321.31′			
B		148°53.6′	297°47.0′	148°53.5′
	276.57′			
C		84°28.1′	168°56.2′	84°28.1′
	100.30′			
D		114°40.3′	229°20.9′	114°40.4′
	306.83′			
E		152°59.4′	305°58.6′	152°59.3′
	255.48′			
A				
	Σ 1260.49′			539°59.7′
			Misclosure	0°00.3′

Σ interior ∠s = (N-2) 180°
= (5-2) 180°
= 540°00′

PATTON HALL TRAVERSE

V.P.I. Campus
18 Oct. 2000
Clear, Cool, 55° F
D.F. Mezera ℳ, N
Wild Theodolite #6



D F Mezera

Plate B.4

NIVELACIÓN DE SECCIÓN TRANSVERSAL

Estación	+ Vista	H.I.	Vista	Elevación
5+00			9.5	
4+00			12.6	
TP 1	10.25	106.61	1.87	96.36
3+00			2.1	
2+50			5.8	
2+00			7.4	
1+35			9.7	
1+00			5.6	
0+50			7.6	
0+00			8.5	
BM Pod	8.51	98.23		89.72

AUTOPISTA HONOLULU-KAILUA

Autopista Diamante

25 de octubre de 2000

Cálido, soleado 70°

A.C. Chun

R.E. Neilan

W.E. Grube

M.L. Hagawa

Nivel Lietz

N

F.C.

C

#10

99.2 / 7.4 / 52	101.5 / 5.1 / 30	97.4 / 9.2 / 10	97.1 / 9.5	95.8 / 10.8 / 12	97.0 / 9.6 / 28	103.8 / 2.8 / 45	
102.3 / 4.3 / 48	99.9 / 6.7 / 24	98.4 / 8.2 / 8	94.0 / 12.6	100.1 / 6.5 / 10	101.5 / 5.1 / 25	98.7 / 7.9 / 50	
	95.2 / 3.0 / 50	95.8 / 2.4 / 25	96.6 / 1.6 / 10	96.1 / 2.1	94.4 / 3.8 / 8	91.1 / 7.1 / 31	95.7 / 2.5 / 48
95.1 / 3.1 / 48	92.8 / 5.4 / 32	89.5 / 8.7 / 15	93.8 / 4.4 / 8	92.4 / 5.8	90.7 / 7.5 / 10	93.4 / 4.8 / 25	96.6 / 1.6 / 50
	92.3 / 5.9 / 54	90.0 / 8.2 / 30	90.8 / 7.4 / 10	90.8 / 7.4	91.3 / 6.9 / 9	93.2 / 5.0 / 25	95.9 / 2.3 / 40
	85.4 / 12.8 / 48	88.9 / 9.3 / 25	85.7 / 12.5 / 10	88.5 / 9.7	89.8 / 8.4 / 8	91.7 / 6.5 / 15	94.1 / 4.1 / 45
	88.6 / 9.6 / 52	97.2 / 1.0 / 28	92.2 / 6.0 / 12	92.6 / 5.6	95.8 / 2.4 / 10	93.6 / 4.6 / 28	95.4 / 2.8 / 50
	90.0 / 8.2 / 50	97.0 / 1.2 / 25	92.7 / 5.5 / 8	90.6 / 7.6	94.4 / 3.8 / 9	95.4 / 2.8 / 24	95.5 / 12.7 / 42
	88.6 / 9.6 / 50	96.1 / 2.1 / 25	92.0 / 6.2 / 10	89.7 / 8.5	93.5 / 4.7 / 8	97.0 / 1.2 / 25	91.5 / 6.7 / 50

BM Pod-Valle de Kalini, Oahu, esquina Ewa-makai Hibiscus and Kiawe Drives, estaca en árbol de 76 cm (30") árbol, 60 cm (2 pies) sobre el suelo.

Ruth y Neilan

Lámina B.5

CROSS-SECTION LEVELING

Sta.	Sight (+)	H.I.	Sight (−)	Elev.
5+00			9.5	
4+00			12.6	
TP 1	10.25	106.61	1.87	96.36
3+00			2.1	
2+50			5.8	
2+00			7.4	
1+35			9.7	
1+00			5.6	
0+50			7.6	
0+00			8.5	
BM Pod	8.51	98.23		89.72

HONOLULU-KAILUA HIGHWAY

Diamond Highway
25 Oct. 2000
Warm, Sunny 70°
A.C. Chun
R.E. Neilan N
W.E. Grube ϕ,C
M.L. Hagawa C
Lietz level #10

99.2 / 7.4 / 52	101.5 / 5.1 / 30	97.4 / 9.2 / 10	97.1 / 9.5	95.8 / 10.8 / 12	97.0 / 9.6 / 28	103.8 / 2.8 / 45	
102.3 / 4.3 / 48	99.9 / 6.7 / 24	98.4 / 8.2 / 8	94.0 / 12.6	100.1 / 6.5 / 10	101.5 / 5.1 / 25	98.7 / 7.9 / 50	
	95.2 / 3.0 / 50	95.8 / 2.4 / 25	96.6 / 1.6 / 10	96.1 / 2.1	94.4 / 3.8 / 8	91.1 / 7.1 / 31	95.7 / 2.5 / 48
95.1 / 3.1 / 48	92.8 / 5.4 / 32	89.5 / 8.7 / 15	93.8 / 4.4 / 8	92.4 / 5.8	90.7 / 7.5 / 10	93.4 / 4.8 / 25	96.6 / 1.6 / 50
	92.3 / 5.9 / 54	90.0 / 8.2 / 30	90.8 / 7.4 / 10	90.8 / 7.4	91.3 / 6.9 / 9	93.2 / 5.0 / 25	95.9 / 2.3 / 40
	85.4 / 12.8 / 48	88.9 / 9.3 / 25	85.7 / 12.5 / 10	88.5 / 9.7	89.8 / 8.4 / 8	91.7 / 6.5 / 15	94.1 / 4.1 / 45
	88.6 / 9.6 / 52	97.2 / 1.0 / 28	92.2 / 6.0 / 12	92.6 / 5.6	95.8 / 2.4 / 10	93.6 / 4.6 / 28	95.4 / 2.8 / 50
	90.0 / 8.2 / 50	97.0 / 1.2 / 25	92.7 / 5.5 / 8	90.6 / 7.6	94.4 / 3.8 / 9	95.4 / 2.8 / 24	95.5 / 12.7 / 42
	88.6 / 9.6 / 50	96.1 / 2.1 / 25	92.0 / 6.2 / 10	89.7 / 8.5	93.5 / 4.7 / 8	97.0 / 1.2 / 25	91.5 / 6.7 / 50

BM Pod-Kalini Valley, Oahu, Ewa-makai corner Hibiscus and Kiawe Drives. Spike in 30" monkey pod tree, 2 ft. above ground.

Ruth E Neilan

Plate B.5

REFERENCIA DE ALCANTARILLADO DE 8"

(1) Estación	(2) +Vista	(3) ALTA	(4) -Vista	(5) Elevación del suelo	(6) Línea de flujo de la tubería
BM 16	2.11	102.76		100.56	
0+00			6.21	96.55	96.55
+00			3.20	99.56	96.55
+50			3.91	98.85	95.95
1+00			4.07	98.69	95.34
+31			8.22	94.54	94.97
+50			4.01	98.75	94.74
2+00			4.52	98.24	94.14
+33.7			5.03	97.73	93.73
+33.7			9.03	93.73	93.73
BM 16			2.11	100.65	

Cálculos de la línea de flujo

Caída de la línea 50′ (1.206%) = 0.60′ por cada 50′

Ejemplo

Estación 0+50 = 96.55 -0.60 = 95.95

1+00 = 96.55 - 1.21 - 95.34

1+31 = 96.55 - 131 (1.206%) = 94.97

(7) Corte/Relleno

Third Street, Statesboro, GA

1 de noviembre de 2000

Ver página 23, Libro 67 para la descripción.

Fresco, claro, 65° F

F.P. Barnes No

P.A. Hartzheim N

J.C. Storey ϕ

Teodolito n.° 14

Piso del sumidero existente

C 3.01

C 2.90

C 3.35

F 0.43

C 4.02

C 4.09

C 4.00

Piso de la alcantarilla existente

Pendiente = (96.55-93.73)(100) = 1.206%

Dist. 233.7

Paul Hartzheim

Placa B.6

8″ SEWER STAKEOUT

(1) Station	(2) +Sight	(3) HI	(4) −Sight	(5) Ground Elev.	(6) Pipe Flow Line	(7) Cut / Fill
BM 16	2.11	102.76		100.56		
0+00			6.21	96.55	96.55	
+00℄			3.20	99.56	96.55	
+50℄			3.91	98.85	95.95	
1+00℄			4.07	98.69	95.34	
+31℄			8.22	94.54	94.97	
+50℄			4.01	98.75	94.74	
2+00℄			4.52	98.24	94.14	
+33.7℄			5.03	97.73	93.73	
+33.7			9.03	93.73	93.73	
BM 16			2.11	100.65		

Flowline Calculations

Line drops 50′(1.206%) = 0.60′ per 50′

Example

Sta. 0+50 = 96.55 − 0.60 = 95.95

1+00 = 96.55 − 1.21 = 95.34

1+31 = 96.55 − 131 (1.206%) = 94.97

Third Street, Statesboro, GA

1 Nov. 2000

See page 23, Book 67 for description.

Cool, Clear, 65° F

F.P. Barnes

P.A. Hartzheim N

J.C. Storey ϕ

Theodolite #14

Floor of Existing Catch Basin

C 3.01

C 2.90

C 3.35

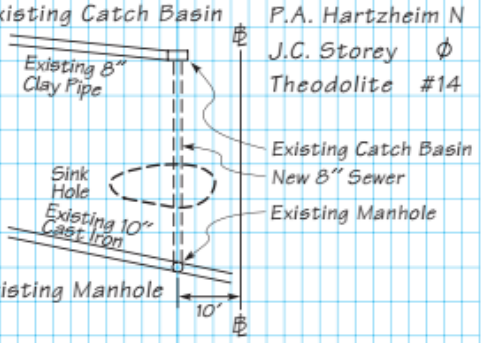
F 0.43

C 4.02

C 4.09

C 4.00

Floor of Existing Manhole



$$\text{Grade} = \frac{\text{Fall}}{\text{Dist.}} = \frac{(96.55 - 93.73)(100)}{233.7} = 1.206\%$$

Paul Hartzheim

Plate B.6

■ C.1 INTRODUCCIÓN

Las observaciones astronómicas en topografía (geomática) consisten en observar las posiciones del sol o de ciertas estrellas. El propósito principal de las observaciones astronómicas en la topografía plana era determinar la dirección del meridiano astronómico (norte astronómico). El acimut resultante era necesario para establecer las direcciones de nuevos linderos de propiedad, de modo que las parcelas pudieran describirse adecuadamente; para retrazar los antiguos linderos de propiedad cuyas descripciones incluyen rumbos determinados por métodos astronómicos; para especificar las direcciones de las tangentes en los levantamientos topográficos de ruta; para orientar las hojas de mapas; y para muchos otros fines. Estos procedimientos han sido reemplazados hoy en día por levantamientos GNSS, donde las coordenadas de dos puntos se establecen en el terreno utilizando métodos GNSS estáticos y cinemáticos, como se analiza en los capítulos 14 y 15. A partir de estas coordenadas, se pueden determinar acimuts geodésicos o de cuadrícula para la línea. Las latitudes y longitudes de los puntos también se pueden determinar mediante observaciones astronómicas. Sin embargo, esto rara vez se realiza hoy en día por dos razones:

(1) los procedimientos de campo y los cálculos involucrados, especialmente para la longitud, son bastante difíciles y requieren mucho tiempo, sobre todo si se esperan resultados precisos, y

(2) el uso de los sistemas globales de navegación por satélite ha convertido la determinación de latitudes y longitudes en una operación bastante rutinaria.

Por lo tanto, en este apéndice, sólo se discuten los métodos astronómicos para determinar el acimut. Para una presentación más completa de este tema, se remite a los lectores a la 11.ª edición o a ediciones anteriores de este libro. Para ampliar la definición de meridiano astronómico dada en la Sección 7.4, en cualquier punto es una línea tangente al círculo máximo, y en su plano, que pasa por el punto y los polos geográficos norte y sur de la Tierra. Esto se ilustra en la Figura C.1, donde P y P' son los polos ubicados en el eje de rotación de la Tierra.

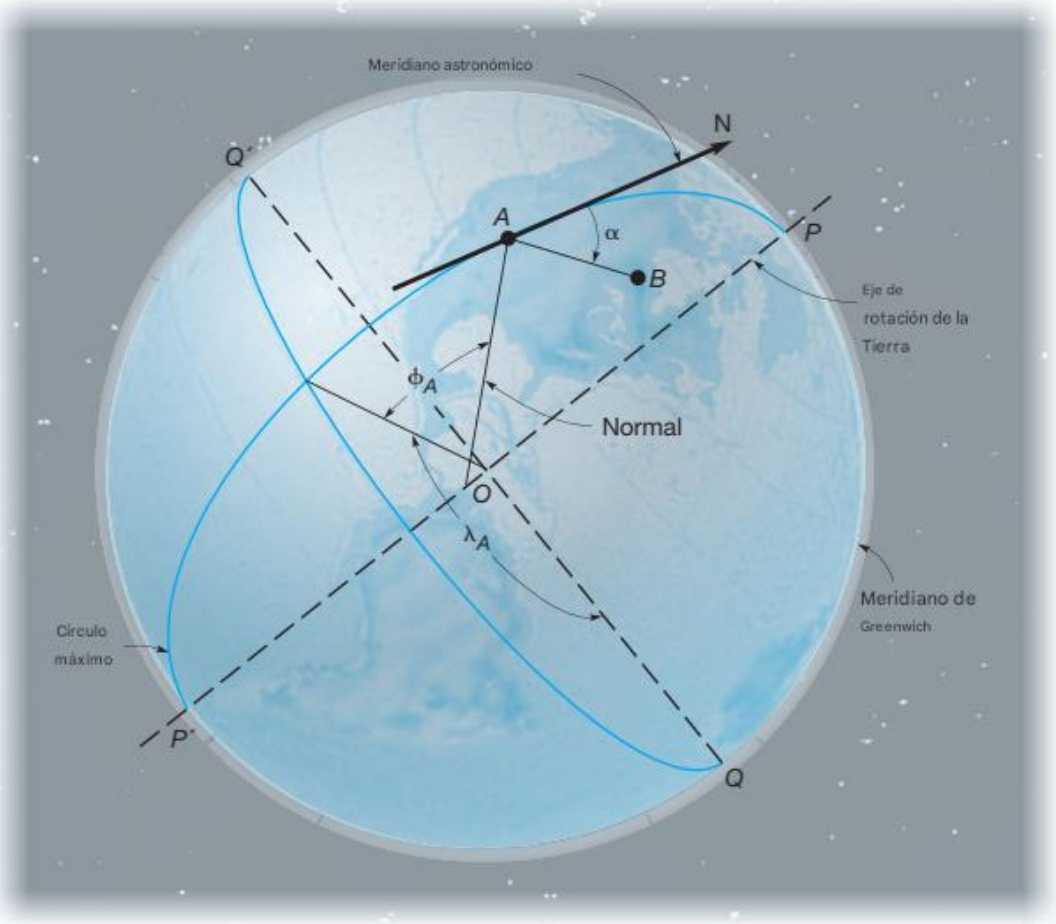


Figura C.1

Meridiano astronómico, acimut astronómico, latitud y longitud

El arco PAP' es el círculo máximo que pasa por A y la línea AN, el meridiano astronómico (tangente al círculo máximo en A en el plano POP'A). Con un meridiano astronómico establecido, el acimut astronómico α de cualquier línea, como AB de la Figura C.1, se puede obtener fácilmente determinando el ángulo horizontal NAB. Las observaciones astronómicas no son necesariamente necesarias en todos los proyectos donde se requieren acimuts o rumbos. Si existe un par de hitos de control intervisibles de un levantamiento previo en el área, y se conoce el acimut o rumbo de esa línea, las nuevas direcciones se pueden referenciar a ellos. Además, como se mencionó anteriormente, los métodos de levantamiento GNSS, como se describe en los Capítulos 13 a 15, se pueden usar para establecer las posiciones de los dos puntos de una línea de proyecto a partir de los cuales se determina el acimut.

■ C.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS PROCEDIMIENTOS HABITUALES PARA LA DETERMINACIÓN DEL AZIMUT ASTRONÓMICO

En la Figura C.2, imagine que P está en la extensión del eje polar de la Tierra y que S es una estrella, que parece girar alrededor de P debido a la rotación de la Tierra sobre su eje. El punto N está en el horizonte y verticalmente debajo de P, y por lo tanto la línea AN representa el norte verdadero. Para la situación que se muestra en esta figura, los procedimientos generales de campo empleados por los topógrafos para definir la dirección del norte astronómico consisten en los siguientes pasos:

(1) se instala una estación total y se nivela en un extremo de la línea cuyo acimut se va a determinar, como el punto A de la Figura C.2;

(2) la estación en el otro extremo de la línea, como B de la Figura C.2, se apunta cuidadosamente y el círculo horizontal del instrumento se indexa a 0°00'00";

(3) el telescopio se gira en el sentido de las agujas del reloj y la estrella S se apunta cuidadosamente;

(4) los círculos horizontales, y a veces verticales, del instrumento se leen en el instante en que se apunta a la estrella;

(5) se registra el tiempo preciso de apuntamiento; y

(6) se registra el ángulo horizontal desde la marca de referencia hasta la estrella, como el ángulo θ de la Figura C.2 de B a S.

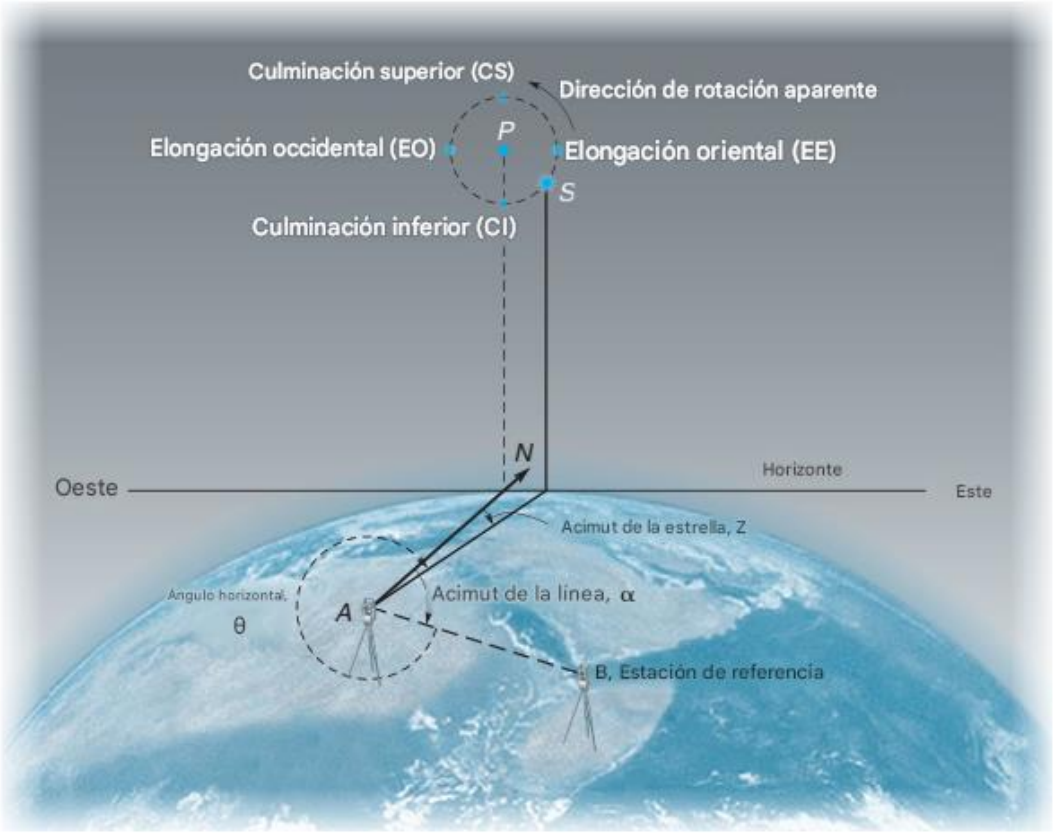


Figura C.2
Acimut de una línea en el suelo a partir del acimut de una estrella

El trabajo de oficina implica (a) obtener la ubicación precisa de la estrella en el cielo en el instante en que se avista a partir de una efeméride (almanaque de posiciones de los cuerpos celestes);

(b) calcular el acimut de la estrella (ángulo Z en la Figura C.2) basándose en los datos observados y de la efeméride; y

(c) calcular el acimut de la línea aplicando el ángulo horizontal medido al acimut calculado de la estrella como

$$\alpha = 360° + Z - \theta \qquad \text{(C.1)}$$

Cualquier cuerpo celeste visible para el que se disponga de datos de efemérides puede emplearse en los procedimientos descritos. Sin embargo, el Sol y, en el hemisferio norte, Polaris (la estrella polar) son casi siempre los elegidos.1 El Sol permite realizar observaciones en condiciones de iluminación durante el horario laboral diurno habitual; Polaris se prefiere para una mayor precisión. En el hemisferio sur, se suele utilizar una estrella de la Cruz del Sur.

1 En el hemisferio sur, la estrella Sigmus Octantis y las estrellas de la constelación de la Cruz del Sur se utilizan comúnmente para observaciones astronómicas.

La precisión alcanzable en la determinación de acimuts astronómicos depende de muchas variables, incluyendo

(1) la precisión del instrumento utilizado,

(2) la habilidad y experiencia del observador,

(3) las condiciones meteorológicas,

(4) la calidad del reloj o cronómetro utilizado para medir el tiempo de observación,

(5) el cuerpo celeste observado y su posición al momento de la observación, y

(6) la precisión de las efemérides y otros datos disponibles.

En el hemisferio norte, las observaciones de Polaris proporcionan los resultados más precisos y, con varias repeticiones de mediciones utilizando instrumentos de primer orden, es posible obtener precisiones de hasta ±1". Las observaciones del Sol dan un orden de precisión menor, pero se pueden obtener valores precisos de hasta aproximadamente ±10" o mejor si se realizan mediciones repetidas con cuidado.

■ C.3 EFEMÉRIDES

Como se mencionó anteriormente, las efemérides son almanaques que contienen datos sobre las posiciones del sol y varias estrellas en función del tiempo. Hoy en día, los datos de las efemérides se obtienen de forma más conveniente a través de Internet. Jerry Wahl, de la Oficina de Administración de Tierras de los Estados Unidos, por ejemplo, mantiene una efeméride del sol y Polaris en su sitio web.[2] La tabla C.1, que corresponde a diciembre de 2000, se tomó de este sitio web. Los datos de esta tabla se utilizan en relación con algunos de los problemas de ejemplo que se presentan más adelante en este capítulo. También se publican anualmente diversas efemérides que están disponibles para los agrimensores para trabajos astronómicos. Una de las más útiles para los agrimensores es el Manual de Observación Celestial y Efemérides de Sokkia, publicado anualmente por Sokkia Corporation.[3] Contiene datos tabulados no sólo para el sol y Polaris, sino también para varias otras estrellas más brillantes del firmamento. Este folleto también incluye una cantidad considerable de material explicativo, además de ejemplos resueltos que demuestran el uso de los datos tabulados y los procedimientos de cálculo. Otras efemérides publicadas son The Apparent Place of Polaris and Apparent Sidereal Time, publicadas por el Departamento de Comercio de los Estados Unidos; The Nautical Almanac, publicado por el Observatorio Naval de los Estados Unidos; y Apparent Places of Fundamental Stars, publicado por el Astronomisches Rechen-Institut, Heidelberg, Alemania. Además de las efemérides publicadas, también hay programas informáticos disponibles que calculan las posiciones de los cuerpos celestes. Sus principales ventajas son que proporcionan resultados precisos sin tablas y pueden utilizarse año tras año. Sin embargo, deben actualizarse ocasionalmente. Los valores tabulados en las efemérides se dan para el tiempo universal coordinado (UTC), que también es la hora civil de Greenwich, por lo que antes de extraer datos de ellas, se deben convertir las horas estándar o de verano que normalmente se registran para las observaciones. Este tema se trata con más detalle en la Sección C.5.

2 La dirección de Internet para obtener las efemérides es http://www.cadastral.com.

3 Las efemérides de Sokkia son obra de los Dres. Richard Elgin, David Knowles y Joseph Senne, y están disponibles en Sokkia Corporation, 9111 Barton, Box 2934, Overland Park, Kansas 66021; teléfono: (800) 255-3913.

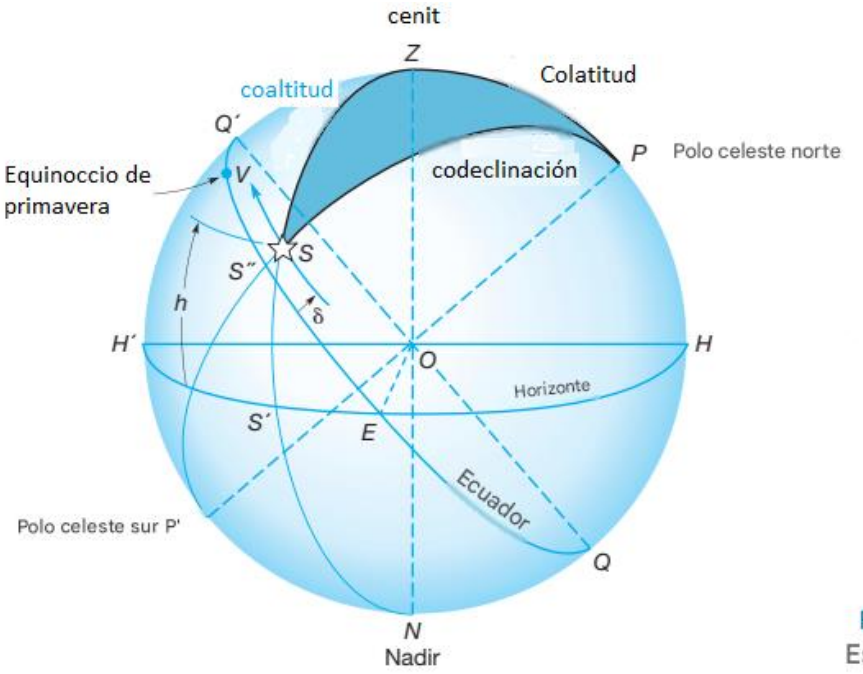


Figura C.3
Esfera celeste.

■ C.4 DEFINICIONES

Al realizar y calcular observaciones astronómicas, se supone que el sol y las estrellas se encuentran en la superficie de una esfera celeste de radio infinito con la Tierra como su centro. Debido a la rotación de la Tierra sobre su eje, todas las estrellas parecen moverse alrededor de centros que se encuentran en el eje de rotación extendido de la Tierra, que también es el eje de la esfera celeste. La figura C.3 es un esquema de la esfera celeste e ilustra algunos términos utilizados en la astronomía de campo. Aquí, O representa la Tierra y S un cuerpo celeste, como el sol o una estrella cuya dirección aparente de movimiento está indicada por una flecha. A los estudiantes les puede resultar útil dibujar las diversas características en una pelota de baloncesto o un globo terráqueo. A continuación se presentan las definiciones de los términos pertinentes para el estudio de la astronomía de campo. El cenit se encuentra donde una plomada proyectada hacia arriba se encuentra con la esfera celeste. En la figura C.3, Z lo designa. Dicho de otro modo, es el punto en la esfera celeste verticalmente encima del observador. El nadir es el punto de la esfera celeste situado verticalmente debajo del observador y exactamente opuesto al cenit. En la figura C.3, se encuentra en N. El polo celeste norte es el punto P donde el eje de rotación de la Tierra, extendido desde el polo geográfico norte, interseca la esfera celeste. El polo celeste sur es el punto P' donde el eje de rotación de la Tierra, extendido desde el polo geográfico sur, interseca la esfera celeste. Un círculo máximo es cualquier círculo en la esfera celeste cuyo plano pasa por el centro de la esfera. Un círculo vertical es cualquier círculo máximo de la esfera celeste que pasa por el cenit y el nadir, y representa la línea de intersección de un plano vertical con la esfera celeste. En la figura C.3, ZSS'N es un círculo vertical.

TABLA C.1 DATOS DE EFEMÉRIDES DEL SITIO WEB DEL SERVICIO CATASTRAL EN http://WWW.CADASTRAL.COM/.

Fecha 2000	Declinación del Sol			... Para 0 horas de Tiempo Universal ... GHA			Equivalente de Tm		Semi-Di		... Polaris ... Declinación			0 horas UT... GHA			TUC*		
	d	m	s	d	m	s	m	s	m	s	d	m	s	d	m	s	h	m	s
1 de diciembre VIE	−21	48	47.9	182	45	19.8	+11	01.32	16	13.2	89	16	08.98	31	36	42.7	21	49	58.0
2 de diciembre SA	−21	57	53.4	182	39	38.3	+10	38.55	16	13.4	89	16	09.35	32	36	02.1	21	46	01.3
3 de diciembre DO	−22	06	33.5	182	33	47.8	+10	15.18	16	13.5	89	16	09.70	33	35	22.8	21	42	04.6
4 de diciembre LU	−22	14	47.9	182	27	48.5	+09	51.23	16	13.7	89	16	10.04	34	34	44.4	21	38	07.8
5 de diciembre MA	−22	22	36.4	182	21	40.9	+09	26.72	16	13.8	89	16	10.36	35	34	06.4	21	34	11.0
6 de diciembre MI	−22	29	58.7	182	15	25.3	+09	01.69	16	14.0	89	16	10.67	36	33	28.2	21	30	14.2
7 de diciembre JUE	−22	36	54.7	182	09	02.1	+08	36.14	16	14.1	89	16	10.96	37	32	49.4	21	26	17.4
8 de diciembre VIE	−22	43	24.0	182	02	31.7	+08	10.12	16	14.3	89	16	11.24	38	32	09.4	21	22	20.7
9 de diciembre SÁB	−22	49	26.5	181	55	54.5	+07	43.63	16	14.4	89	16	11.52	39	31	28.1	21	18	24.1
10 de diciembre DO	−22	55	02.0	181	49	10.9	+07	16.72	16	14.5	89	16	11.81	40	30	45.7	21	14	27.6
11 dic. lu	−23	00	10.4	181	42	21.1	+06	49.41	16	14.6	89	16	12.12	41	30	02.9	21	10	31.1
12 dic. mar.	−23	04	51.5	181	35	25.7	+06	21.71	16	14.7	89	16	12.45	42	29	20.6	21	06	34.6
13 dic. mié.	−23	09	05.2	181	28	24.9	+05	53.66	16	14.8	89	16	12.80	43	28	40.0	21	02	37.9
14 dic. jue.	−23	12	51.3	181	21	19.2	+05	25.28	16	14.9	89	16	13.16	44	28	1.7	20	58	41.1
15 diciembre VIE	−23	16	9.7	181	14	8.9	+4	56.59	16	15.0	89	16	13.51	45	27	26.0	20	54	44.1
16 de diciembre SÁB	−23	19	00.2	181	06	54.6	+04	27.64	16	15.1	89	16	13.84	46	26	52.2	20	50	47.0
17 de diciembre DOM	−23	21	22.9	180	59	36.5	+03	58.44	16	15.2	89	16	14.13	47	26	19.5	20	46	49.9
18 diciembre LU	LU-23	23	17.6	180	52	15.4	+03	29.02	16	15.3	89	16	14.43	48	25	46.9	20	42	52.7
19 de diciembre MAR	−23	24	44.1	180	44	51.5	+02	59.43	16	15.3	89	16	14.68	49	25	13.7	20	38	55.6
20 dic. MI	−23	25	42.5	180	37	25.5	+02	29.70	16	15.4	89	16	14.92	50	24	39.5	20	34	58.5
21 dic. JUE	−23	26	12.7	180	29	57.8	+01	59.85	16	15.5	89	16	15.16	51	24	04.3	20	31	01.5
22 dic. VIE	−23	26	14.7	180	22	29.1	+01	29.94	16	15.5	89	16	15.39	52	23	28.2	20	27	04.5
23 dic. SÁB.	−23	25	48.4	180	14	59.9	+00	59.99	16	15.6	89	16	15.64	53	22	51.6	20	23	07.6
24 dic. DOM	−23	24	53.8	180	07	30.7	+00	30.05	16	15.6	89	16	15.89	54	22	15.2	20	19	10.7
25 dic. LU	−23	23	31.1	180	00	02.2	+00	00.15	16	15.7	89	16	16.15	55	21	39.4	20	15	13.7
26 dic. MAR	−23	21	40.1	179	52	34.8	−00	29.68	16	15.7	89	16	16.42	56	21	04.8	20	11	16.7
27 dic. MI	−23	19	21.0	179	45	09.3	−00	59.38	16	15.8	89	16	16.69	57	20	31.5	20	07	19.6
28 de diciembre JUE	−23	16	33.8	179	37	46.0	−01	28.93	16	15.8	89	16	16.96	58	19	59.7	20	03	22.3
29 de diciembre VIE	−23	13	18.5	179	30	25.7	−01	58.29	16	15.8	89	16	17.23	59	19	29.5	19	59	25.0
30 de diciembre SÁB	−23	09	35.4	179	23	08.8	−02	27.41	16	15.9	89	16	17.47	60	19	00.4	19	55	27.6
31 de diciembre DO	−23	05	24.4	179	15	55.8	−02	56.28	16	15.9	89	16	17.70	61	18	32.3	19	51	30.1

(Cortesía del Catastro, Departamento del Interior de los Estados Unidos).

*Hora universal de culminación superior en Greenwich

El ecuador celeste es el círculo máximo en la esfera celeste cuyo plano es perpendicular al eje de rotación de la Tierra. Corresponde al ecuador terrestre con un diámetro mayor. La mitad del ecuador celeste está representada por Q' EQ en la Figura C.3. Un círculo horario es cualquier círculo máximo en la esfera celeste que pasa por los polos celestes norte y sur. Por lo tanto, los círculos horarios son perpendiculares al plano del ecuador celeste. Corresponden a meridianos (líneas longitudinales) y se utilizan para observar los ángulos horarios. En la Figura C.3, PSS" P' es un círculo horario. El horizonte es un círculo máximo en la esfera celeste cuyo plano es perpendicular a la dirección de la plomada. En topografía, el plano del horizonte se determina mediante un nivel de burbuja. La mitad del horizonte está representada por H'EH en la Figura C.3. Un meridiano celeste, también llamado meridiano local, es ese círculo horario único que contiene el cenit del observador. Es a la vez un círculo horario y un círculo vertical. La intersección del plano del meridiano celeste con el plano del horizonte es la línea H'OH en la Figura C.3, que define la dirección del norte verdadero. Por lo tanto, es la línea del meridiano astronómico utilizada en la topografía plana. Dado que el este está a 90° en el sentido de las agujas del reloj desde el norte verdadero, la línea OE en el plano del horizonte es una línea de este verdadero. El meridiano celeste se compone de dos ramas; la rama superior contiene el cenit y es el semicírculo PZQ' H' P' en la Figura C.3, y la rama inferior incluye el nadir y es arc PHQNP'. Un círculo diurno es la trayectoria completa del viaje del sol o una estrella en su aparente órbita diaria alrededor de la Tierra. Cuatro términos describen posiciones específicas de los cuerpos celestes en sus círculos diurnos (ver Figura C.2):

(1) culminación inferior: la posición del cuerpo cuando está exactamente en la rama inferior del meridiano celeste;

(2) elongación oriental: donde el cuerpo está más al este del meridiano celeste con su círculo horario y círculo vertical perpendiculares;

(3) culminación superior: cuando está en la rama superior del meridiano celeste; y

(4) elongación occidental: cuando el cuerpo está más al oeste del meridiano celeste con su círculo horario y círculo vertical perpendiculares.

Existe un ángulo horario entre un meridiano de referencia y el círculo horario que pasa por un cuerpo celeste. Se mide por el ángulo en el polo entre el meridiano y el círculo horario, o por el arco del ecuador interceptado por dichos círculos. Los ángulos horarios se miden hacia el oeste (en la dirección del movimiento aparente del sol o la estrella) desde la rama superior del meridiano de referencia. El ángulo horario de Greenwich (GHA) de un cuerpo celeste en cualquier instante es el ángulo, medido hacia el oeste, desde la rama superior del meridiano de Greenwich hasta el meridiano sobre el que se encuentra el cuerpo en ese momento.[4] En la efeméride de la Tabla 11, se designa como GHA. El ángulo horario local (LHA) es similar al GHA, excepto que se observa desde la rama superior del meridiano celeste del observador. Un ángulo meridiano es como un ángulo horario local, excepto que se mide hacia el este o hacia el oeste desde el meridiano del observador, por lo que su valor siempre está entre 0° y 180°.

4 El meridiano de Greenwich, Inglaterra, es aceptado internacionalmente como el meridiano de referencia para especificar las longitudes de los puntos en la Tierra y para dar las posiciones de los cuerpos celestes.

La declinación de un cuerpo celeste es la distancia angular (medida a lo largo del círculo horario) entre el cuerpo y el ecuador; es positiva cuando el cuerpo está al norte del ecuador y negativa cuando está al sur del mismo. La declinación se suele denotar con θ en las fórmulas y se representa con el arco S'S en la Figura C.3. La distancia polar o codeclinación de un cuerpo es igual a 90° menos la declinación. En la Figura C.3, es el arco PS. La posición de un cuerpo celeste con respecto a la Tierra en cualquier momento se puede dar por su ángulo horario de Greenwich y su declinación. La altitud de un cuerpo celeste es su distancia angular medida a lo largo de un círculo vertical sobre el horizonte, S'S en la Figura C.3. Generalmente se obtiene midiendo un ángulo vertical con una estación total (o teodolito) y corrigiendo la refracción y la paralaje si se observa el sol. La altitud se suele denotar en las fórmulas con ***h***.

La co-altitud o distancia cenital es el arco ZS en la Figura C.3 y es igual a 90° menos la altitud. El triángulo astronómico o PZS (oscurecido en la figura) es el triángulo esférico cuyos vértices son el polo P, el cenit Z y el sol. Cuerpo astronómico ***S***. Debido al movimiento del cuerpo a través de su círculo diurno, los tres ángulos de este triángulo cambian constantemente. El acimut de un cuerpo celeste es el ángulo observado en el plano del horizonte, en sentido horario desde el punto norte o sur, hasta el círculo vertical que pasa por el cuerpo. Un acimut desde el norte está representado por el arco HS' en la Figura C.3 y es igual al ángulo Z del triángulo PZS. La latitud de un observador es la distancia angular, medida a lo largo del meridiano, desde el ecuador hasta la posición del observador. En la Figura C.3, es el arco Q'Z. También es la distancia angular entre el eje polar y el horizonte, o arco HP. Dependiendo de la posición del observador, la latitud se mide al norte o al sur del ecuador. Las fórmulas de este libro la denotan como ϕ. La colatitud es (90° - ϕ).

El equinoccio vernal es el punto de intersección del ecuador celeste y el círculo horario que pasa por el sol en el instante en que alcanza la declinación cero y es que se dirige al hemisferio norte (alrededor del 21 de marzo de cada año). Para cualquier año calendario, es un punto fijo en la esfera celeste (el origen de coordenadas del astrónomo en el cielo) y se mueve con la esfera celeste al igual que las estrellas. En la figura C.3, ***V*** lo designa.

La ascensión recta de un cuerpo celeste es la distancia angular medida hacia el este desde el círculo horario que pasa por el equinoccio de primavera hasta el círculo horario de dicho cuerpo. Se representa como *arco VS*" en la Figura C.3. La ascensión recta suele sustituir al ángulo horario de Greenwich como método para especificar la posición de una estrella con respecto a la Tierra. Sin embargo, en este sistema, también debe indicarse el ángulo horario de Greenwich del equinoccio de primavera.

■ C.5 TIEMPO

Se pueden utilizar cuatro tipos de tiempo para realizar y calcular una observación astronómica.

1. Tiempo sideral. Un día sideral es el intervalo de tiempo entre dos culminaciones superiores sucesivas del equinoccio vernal sobre el mismo meridiano.

El tiempo sideral es el tiempo estelar. En cualquier lugar y en cualquier instante, es igual al ángulo horario local del equinoccio de primavera.

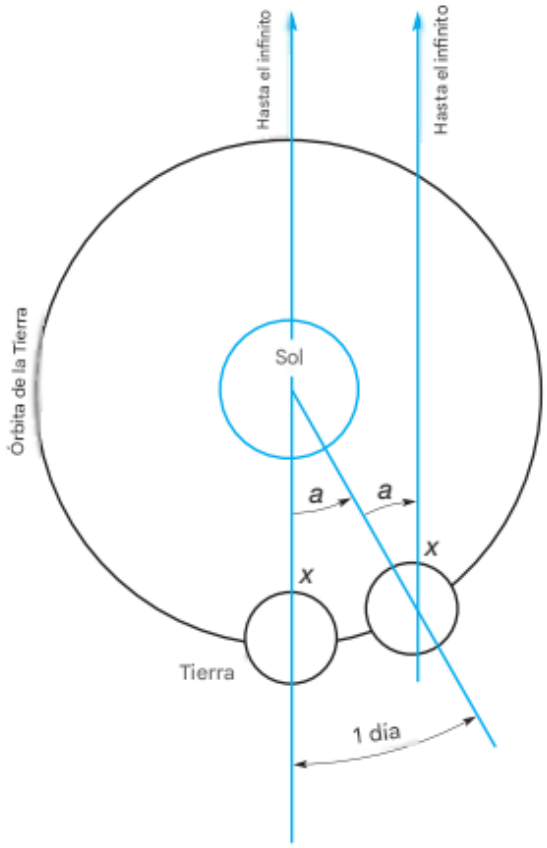


Figura C.4
Comparación del tiempo sideral y solar.

Una revolución de la Tierra por año toma 3564 días solares o 366 días siderales. 1/4

Diferencia entre el tiempo solar y sideral,

$$a = \frac{1}{365{,}25} \times 360° = 0°59{,}15'$$

$$\frac{59{,}15'}{60 \times 360°} \times 24^h = 3^m56{,}4^s$$

2. Tiempo solar aparente. Un día solar aparente es el intervalo de tiempo entre dos culminaciones inferiores sucesivas del sol. El tiempo solar aparente es el tiempo solar, y la duración de un día varía ligeramente debido a que la velocidad de desplazamiento del sol no es constante. Dado que la Tierra orbita alrededor del sol una vez al año, hay un día menos de tiempo solar en un año que de tiempo sideral. Por lo tanto, la duración de un día sideral es aproximadamente 3 minutos y 56 segundos más corta que la de un día solar. La relación entre el tiempo sideral y el tiempo solar se ilustra en la Figura C.4. (Nota: La órbita de la Tierra es en realidad elíptica, pero para simplificar se muestra circular en la figura).

3. Tiempo solar medio o civil. Este tiempo se relaciona con un sol ficticio, llamado sol medio, que se supone que se mueve a una velocidad uniforme. Es la base del tiempo de reloj y del día de 24 horas. La ecuación del tiempo es la diferencia entre el tiempo solar aparente y el tiempo solar medio. Su valor cambia continuamente a medida que el sol verdadero o aparente se adelanta y luego se retrasa con respecto al sol medio. Los valores para cada día del año se dan en efemérides (véase la Tabla C.1). Si el sol aparente está adelantado con respecto al sol medio, la ecuación es positiva; si está retrasado, es negativa. La hora aparente local se obtiene sumando la ecuación del tiempo a la hora civil local.

4. Hora estándar. Esta es la hora media en meridianos separados por 15° o 1 h, medida hacia el este y el oeste desde Greenwich. La hora estándar del este (EST) en el meridiano 75 difiere de la hora universal (UT), u hora civil de Greenwich (GCT), en 5 h (es anterior, ya que el sol aún no ha viajado desde el meridiano de Greenwich hasta Estados Unidos). La hora estándar se adoptó en Estados Unidos en 1883, reemplazando 100 horas locales utilizadas

anteriormente. El horario de verano (DST) en cualquier zona es igual a la hora estándar en la zona adyacente al este; por lo tanto, el horario de verano central es equivalente a la hora estándar del este.5

Como se indicó anteriormente, las posiciones del sol y las estrellas tabuladas en efemérides se dan en UT. Los tiempos de observación, por otro lado, pueden registrarse en la hora estándar o de verano de la ubicación del observador y, por lo tanto, deben convertirse a UT. La conversión se basa en la longitud del meridiano estándar de la zona horaria. La tabla C.2 enumera las diferentes zonas horarias de Estados Unidos, las longitudes de sus meridianos estándar y el número de horas que deben añadirse para convertir la hora estándar y de verano a UT. Para realizar conversiones de hora civil basadas en diferencias de longitud, las siguientes relaciones resultan útiles:

360° de longitud = 24 h

15° de longitud = 1 h

1° de longitud = 4 min (de tiempo)

■ C.6 OBSERVACIONES DE SINCRONIZACIÓN

En Estados Unidos, el Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST), anteriormente Oficina Nacional de Estándares, transmite señales horarias desde la estación WWV en Fort Collins, Colorado, en las frecuencias de 2,5, 5, 10, 15 y 20 MHz. Estas señales pueden recibirse con radios de onda corta, incluyendo receptores de tiempo económicos diseñados específicamente para este fin. También pueden recibirse por teléfono llamando al (303) 499-7111.

5. El horario de verano comienza oficialmente a las 2:00 a. m. del primer domingo de abril y termina a las 2:00 a. m. del último domingo de octubre de cada año.

Para ampliar la cobertura, también se transmiten señales desde la estación WWVH en Hawái en las mismas frecuencias. Estas señales se emiten como tictacs audibles con un anuncio de voz computarizado de UT cada minuto. En Canadá, la hora EST se transmite desde la estación CHU en las frecuencias de 3,33, 7,335 y 14,67 MHz. Esto se puede convertir a UT sumando 5 h. La hora que transmite WWV es en realidad el tiempo universal coordinado (UTC), mientras que la hora utilizada para tabular las posiciones del sol y las estrellas en las efemérides es una versión corregida conocida como UT1. UTC es una hora uniforme en Greenwich que, a diferencia de UT1, no varía con los cambios en las velocidades de rotación y otros movimientos irregulares de la Tierra. Se agregan segundos intercalares a UTC según sea necesario para tener en cuenta la desaceleración gradual de la velocidad de rotación de la Tierra y, por lo tanto, mantener UTC dentro de ±0,7 segundos de UT1 en todo momento. Para trabajos astronómicos precisos, se puede agregar una corrección de diferencia (DUT) a UTC para obtener UT1. La corrección DUT requerida se proporciona mediante pulsos dobles transmitidos por WWV y CHU durante los primeros 15 segundos posteriores a cada tono de minuto. Cada pulso doble representa una corrección de 0,1 segundos. Se aplica una corrección positiva para los pulsos dobles que ocurren durante los primeros 7 segundos después del tono de minuto, mientras que se aplica una corrección negativa para los pulsos dobles que se escuchan entre los segundos 9 y 15. Por lo tanto, si se produjeron pulsos dobles durante los primeros 5 segundos después del tono de minuto, se agregarían +0,5 segundos a UTC transmitido para obtener UT1. Si se escucharon pulsos dobles durante el noveno y décimo segundo, se agregarían -0,2 segundos a UTC. Debido a que la corrección DUT es bastante pequeña, puede ignorarse para la mayoría de las observaciones de Polaris u otras estrellas con declinaciones muy altas. Sin embargo, la corrección debe considerarse para observaciones más precisas del Sol y estrellas de menor declinación. La corrección DUT actual también está disponible en el Boletín D del Servicio Internacional de Rotación Terrestre y Sistema de Referencia en http://www.iers.org/IERS/EN/DataProducts/EarthOrientationData/eop.html en Internet.

Los relojes digitales, los relojes con segundero central y los cronómetros son adecuados para cronometrar la mayoría de las observaciones astronómicas en topografía. Las calculadoras manuales y los recolectores de datos equipados con módulos de tiempo son especialmente convenientes, ya que pueden servir no sólo como dispositivos de cronometraje, sino también para registrar datos y realizar cálculos. Independientemente del reloj utilizado, debe verificarse con WWV antes de comenzar las observaciones y ajustarse para que coincida exactamente con UTC o con el número de segundos de adelanto o retraso registrado. También debe registrarse la hora en que se realiza la verificación. Cuando se completan todas las observaciones, debe repetirse la verificación del reloj y registrarse cualquier cambio. Luego, los tiempos de observación intermedios pueden corregirse en proporción al tiempo transcurrido desde la verificación original. Con un cronómetro, se pueden realizar verificaciones antes y después de cada observación individual.

■ C.7 CÁLCULOS PARA EL AZIMUT A PARTIR DE OBSERVACIONES DE POLARIS MEDIANTE EL MÉTODO DEL ÁNGULO HORARIO

En este método, sólo es necesario registrar la lectura del círculo horizontal y la hora precisa cuando se observa la estrella. Sin embargo, se recomienda una lectura del círculo vertical para al menos una observación, para asegurar que se ha observado la estrella correcta. Para realizar las observaciones, el instrumento se instala y nivela en un extremo de una línea cuyo acimut se va a determinar.

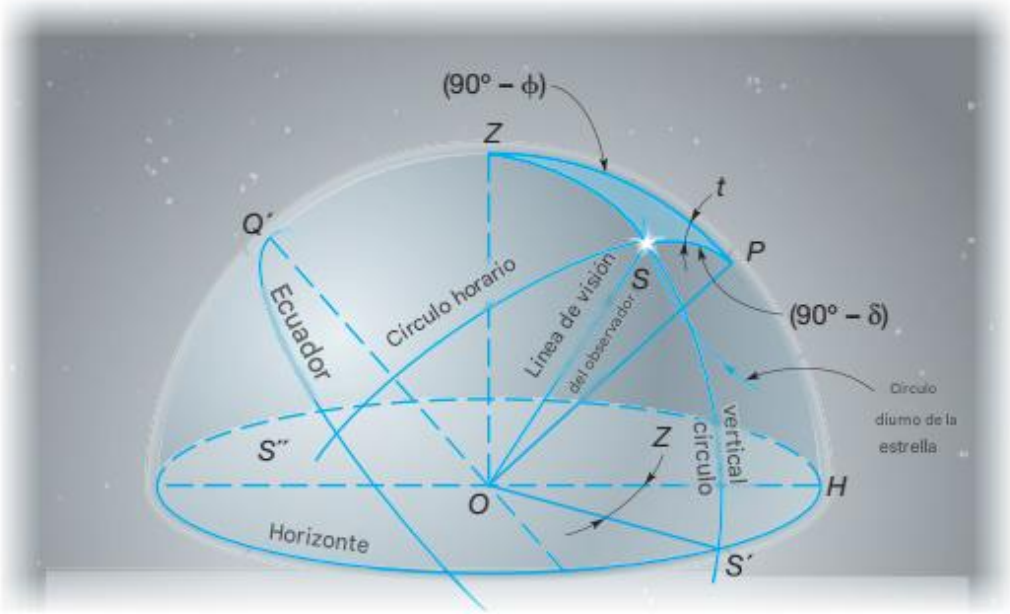


Figura C.5
El triángulo PZS para Polaris en cualquier ángulo horario

En el procedimiento de campo habitual, primero se observa el otro extremo de la línea y luego se mide el ángulo horizontal con respecto a la estrella. Para eliminar los efectos de los errores instrumentales, se toman el mismo número de observaciones directas e inversas y se promedian los resultados. Los cálculos posteriores al trabajo de campo requieren la solución para el ángulo Z en el triángulo astronómico (PZS) (véase la figura C.3). Dos fórmulas para Z que se aplican en el método del ángulo horario, derivadas de las leyes de la trigonometría esférica, son:

$$Z = \tan^{-1}\left(\frac{\operatorname{sen} t}{\cos\phi \tan\delta - \operatorname{sen}\phi \cos t}\right) \qquad \textbf{(C.2)}$$

y

$$Z = \tan^{-1}\left(\frac{-\operatorname{sen}(LHA)}{\cos\phi \tan\delta - \operatorname{sen}\phi \cos(LHA)}\right) \qquad \textbf{(C.3)}$$

La geometría en la que se basan estas ecuaciones se muestra con mayor claridad en la Figura C.5, donde se resalta nuevamente el triángulo PZS. La latitud de la posición del observador es el arco HP; por lo tanto, el arco PZ es (90° - ϕ), o colatitud. La declinación δ de la estrella es arco S"S, por lo que SP es (90° - δ), o distancia polar. El ángulo ZPS en la Figura C.5 es el ángulo meridiano, que está relacionado con el ángulo horario local (LHA) de la estrella. Diagramas como los de la Figura C.6 son útiles para comprender y determinar los ángulos y los LHA. Estos diagramas muestran el polo celeste norte P en el centro del círculo diurno de la estrella, visto desde la posición del observador dentro de la esfera. En los diagramas, el oeste está a la izquierda del polo, el este a la derecha, y la rotación aparente de las estrellas es en sentido antihorario. El ángulo λ entre el meridiano de Greenwich (G) y el meridiano local (L) que pasa por la posición del observador es la longitud de la estación ocupada. El ángulo horario de Greenwich (GHA) de la estrella para el tiempo de observación se toma de una efeméride. Dibujar λ y GHA aproximadamente a escala en diagramas como los de la Figura C.6 deja claro de inmediato la posición de la estrella. En la Figura C.6, se puede observar que el LHA en el hemisferio occidental se puede calcular como

$$LHA = GHA - \lambda \qquad \textbf{(C.4a)}$$

Para el hemisferio oriental, la ecuación (C.4a) se convierte en:

$$LHA = GHA + \lambda \qquad \textbf{(C.4b)}$$

Como se muestra en la Figura C.6(a), el LHA está entre 0° y 180° cuando la estrella está al oeste del norte, y como se ve en la Figura C.6(b), está entre 180° y 360° si la estrella está al este del norte. Además, *t* = LHA si la estrella está al oeste del norte y *t* = (360°-LHA) si la estrella está al este del norte. Las relaciones entre el LHA de una estrella, el signo de Z que se obtiene usando la Ecuación (C.5) y el acimut de la estrella se muestran en la Tabla C.3.

Nótese que la latitud de la posición de un observador se usa directamente en las Ecuaciones (C.2) y (C.3) y que la longitud de la estación también es necesaria para calcular ***t*** o LHA. Estos valores se pueden escalar a partir de un mapa de cuadrángulos del USGS y, con un cuidado razonable, obtener con una precisión de ±2 segundos. Las declinaciones que se utilizan en estas ecuaciones se extraen de una efeméride para el instante de la observación.

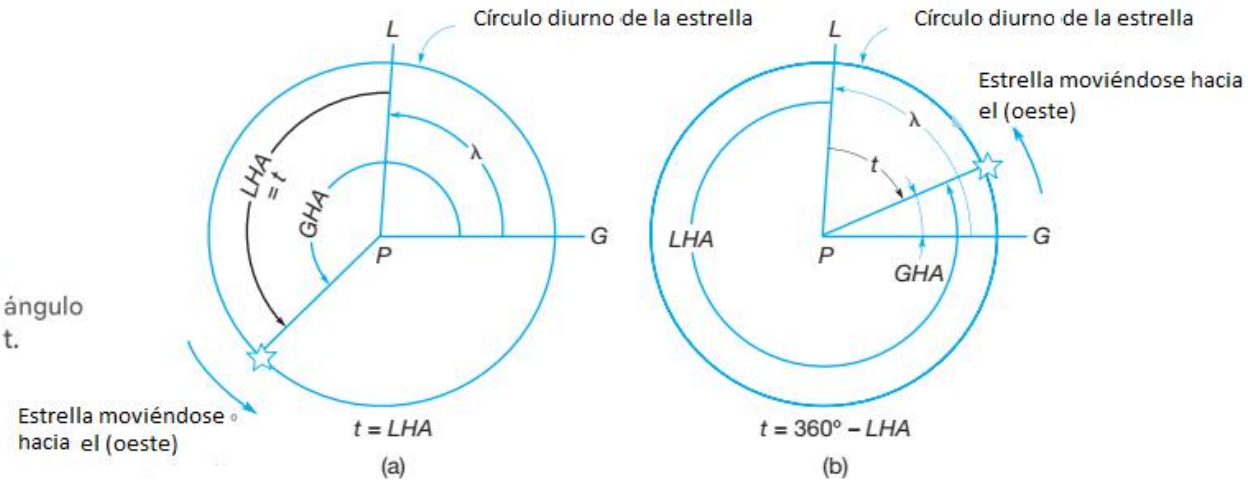


Figura C.6
Cálculo del ángulo meridiano t.

TABLA C.3	RELACIÓN ENTRE LHA, SIGNO DE Z Y AZIMUT DE LA ESTRELLA	
LHA desde	Z < 0	**Z > 0**
0° a 180°	Azimut = 360° + Z	Azimut = 180° + Z
180° a 360°	Azimut = 180° + Z	Azimut = Z

■ C.8 AZIMUT A PARTIR DE OBSERVACIONES SOLARES

La reducción de observaciones solares utiliza las mismas ecuaciones que las observaciones estelares. Sin embargo, existen al menos una, y posiblemente dos, diferencias importantes en los cálculos. Dado que el sol está relativamente cerca de la Tierra, la interpolación lineal simple de la declinación para las estrellas es inadecuada para el sol. La fórmula de interpolación para la declinación del sol es

$$\delta_{\text{Sol}} = \delta_0 + (\delta_{24} - \delta_0)(\text{UT1}/24) + 0{,}0000395\,\delta_0\,\text{sen}(7{,}5 \times \text{UT1}) \qquad \textbf{(C.5)}$$

donde δ_0 es la declinación tabulada del sol a las 0 h UT1 del día de la observación, δ_{24} es la declinación tabulada del sol a las 24 h UT1 del día de la observación (0 h UT1 del día siguiente), y UT1 es la hora universal de la observación.

Las observaciones del sol se pueden realizar directamente colocando un filtro de vidrio oscuro (diseñado para la observación solar) sobre la lente del objetivo del telescopio. Un instrumento de estación total nunca debe apuntarse directamente al sol sin un filtro solar en la lente del objetivo. No prestar atención a esta advertencia puede resultar en daños graves a los componentes electrónicos sensibles de la estación total. Además, el observador nunca debe mirar al sol sin el filtro solar colocado, o se producirán daños oculares permanentes.

La segunda diferencia importante depende del método de apuntar al sol. Debido a que el filtro de la lente del objetivo sólo permite al observador ver las retículas del instrumento en el círculo de iluminación del sol, el apuntamiento más preciso se producirá en el borde posterior del sol como se muestra en la Figura C.7. Por lo tanto, el observador debe colocar el borde posterior del sol cerca de la cruz vertical como en la Figura C.7(a), luego esperar a que el sol se mueva y registrar el momento en que el borde posterior del sol toque la cruz vertical como se muestra en la Figura C.7(b). Al utilizar este procedimiento de campo, o cualquier procedimiento de campo que involucre los bordes del sol, se debe realizar una corrección al ángulo horizontal para el semidiámetro del sol. El semidiámetro del sol varía con la distancia de la Tierra al sol, y los valores se tabulan para cada día en las efemérides (ver Tabla C.1). La corrección que se debe aplicar para el semidiámetro se calcula como

$$C_{SD} = \frac{\text{Semidiámetro del Sol}}{\cos h} \qquad \textbf{(C.6)}$$

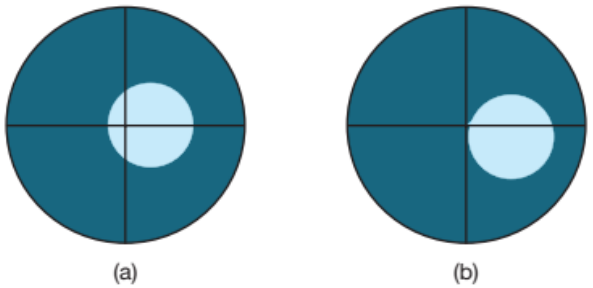


Figura C.7
Vista del sol (a) justo antes de la coincidencia de la cruz vertical y (b) en la coincidencia

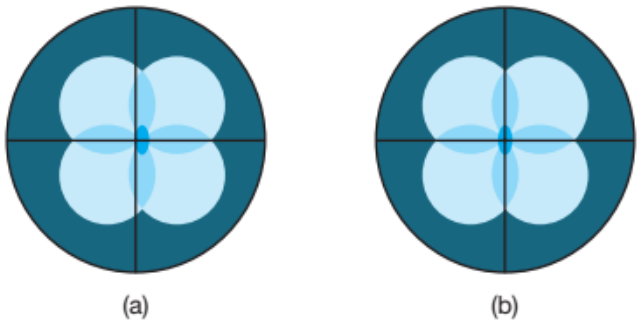


Figura C.8
Vista del sol usando un prisma solar Roelof (a) justo antes y (b) en el momento de la observación.

La corrección del semidiámetro solar se puede evitar utilizando un prisma solar Roelof. Este prisma está diseñado específicamente para la observación del sol. Se monta fácilmente en el extremo del objetivo del telescopio y, mediante prismas, produce cuatro imágenes superpuestas del sol, como se muestra en la Figura C.8. Al observar el sol, el observador puede centrar con precisión el hilo vertical en la pequeña área en forma de diamante en el centro del campo de visión. Debido a la simetría, esto equivale a apuntar al centro del sol. Para calcular el acimut de una línea a partir de observaciones del sol, se puede emplear la ecuación del ángulo horario [ecuación (C.2) o ecuación (C.3)]. Estas son las mismas que se utilizan para las observaciones de Polaris. Nuevamente, la latitud y la longitud se pueden obtener de un mapa topográfico del USGS, y la declinación se puede extraer de una efeméride para la hora de la observación.

■ C.9 IMPORTANCIA DE LA NIVELACIÓN PRECISA

Como se analizó en la Sección 8.20.1, la nivelación precisa es extremadamente importante para las direcciones horizontales cuando los ángulos verticales son grandes. Por ejemplo, con un ángulo de elevación de 40° y un error de nivelación de 15" (1/2 de la división de una burbuja de 30"), el error estimado en la dirección horizontal observado por una estación total viene dado por la Ecuación (8.4) como

$$15'' \tan(40°) = \pm 12{,}6''$$

Normalmente, el nivel en el círculo vertical es más sensible que la burbuja de la placa. Este hecho se puede utilizar para nivelar con precisión una estación total al realizar una observación astronómica. El procedimiento consiste en alinear dos tornillos de nivelación en el trípode en la dirección del cuerpo astronómico. Después de realizar un procedimiento de nivelación típico, apunte el instrumento en la dirección general del tercer tornillo de nivelación, sujete el círculo vertical, lea y registre el ángulo cenital. Ahora gire el instrumento 180° en la dirección opuesta a esta posición, dejando el círculo vertical sujeto, lea y registre nuevamente el ángulo cenital. La nivelación precisa se logra promediando los dos ángulos cenitales y ajustando ligeramente el tercer tornillo de nivelación para leer este promedio en el círculo vertical. Este procedimiento solo logra una nivelación precisa en la dirección del cuerpo celeste. Sin embargo, la nivelación precisa a la estación terrestre no es tan crítica, ya que el ángulo vertical al objetivo suele ser pequeño.

■ D.1 INTRODUCCIÓN

Las hojas de trabajo de Mathcad en el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani demuestran muchos de los ejercicios de cálculo presentados en este libro. Las 42 hojas de trabajo le permiten modificar los valores de las variables en las ecuaciones y ver cambios instantáneos en los resultados. Además, profundizan en los temas presentados en este libro. Estas hojas requieren Mathcad versión 14.0 o superior. Para los lectores que no poseen Mathcad 14.0 o superior, estas hojas de trabajo se han convertido a archivos HTML y se pueden ver con un navegador web. Sin embargo, los archivos HTML no son computacionalmente dinámicos; es decir, sólo pueden mostrar las ecuaciones en el momento de su creación y no permiten cambios en las variables o ecuaciones. Para usar las hojas de trabajo o los archivos HTML, debe instalarlos en su computadora con el programa de instalación proporcionado en el sitio web complementario. Como se muestra en la Figura D.1, si descomprime las hojas de cálculo de Mathcad® en el directorio del manual dentro de Mathcad, encontrará el enlace al libro electrónico (E-book) en el menú de ayuda de Mathcad. Seleccione la opción «Archivos de soporte para Topografía elemental: Introducción a la geomática» para abrir el libro electrónico. Si no aparece esta opción, utilice el menú «Abrir libro...» para buscar manualmente el archivo «ElemSurv.hbk». Además, puede abrir archivos individuales del subdirectorio ElemSurv directamente en Mathcad y modificarlos según lo desee.

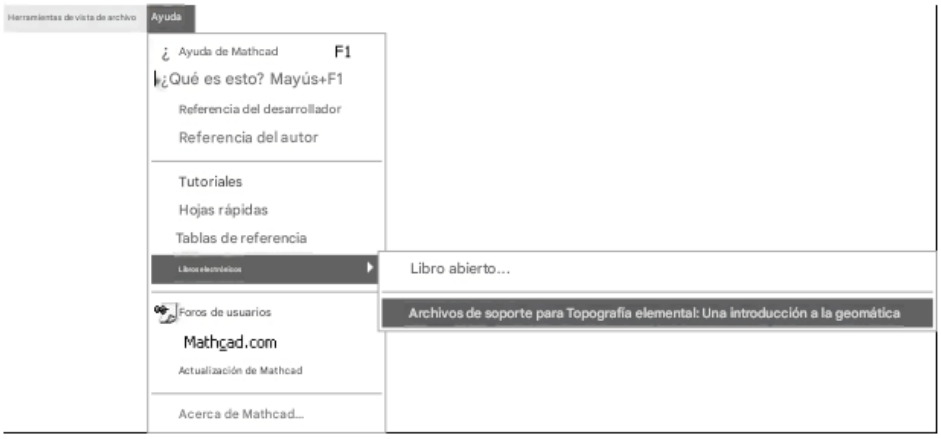


Figura D.1
Apertura de archivos de soporte en Mathcad.

Figura D.2 Hojas de trabajo que demuestran los cálculos de proyección cartográfica

■ D.2 USO DE LOS ARCHIVOS

Dieciséis de los 28 capítulos de este libro tienen hojas de trabajo de Mathcad y archivos HTML asociados. En algunos capítulos, como el Capítulo 20, hay varias hojas de trabajo asociadas que se muestran en la Figura D.2. Estas hojas de trabajo adicionales proporcionan más información sobre las proyecciones cartográficas que se mencionan brevemente en la Sección 20.13 de este libro. Le permiten explorar proyecciones cartográficas que no se utilizan comúnmente en los Estados Unidos. Otros capítulos con más de una hoja de trabajo incluyen el 11, 16, 19 y 27. En el Capítulo 11, además de demostrar los problemas de geometría de coordenadas presentados en el capítulo, el lector puede ver una solución de mínimos cuadrados de una transformación de coordenadas conformes bidimensional, discutida en la Sección 11.8. En el Capítulo 16, varias hojas de trabajo de Mathcad demuestran el método de mínimos cuadrados. La primera hoja de trabajo muestra el método de mínimos cuadrados para ajustar puntos, primero a una línea y luego a un círculo utilizando las ecuaciones discutidas en la Sección 11.2 del libro. Estos ajustes, junto con la transformación de coordenadas conformes bidimensionales, no se cubren anteriormente en el Capítulo 16, sino que la teoría de los mínimos cuadrados se aplica. Además, tanto el levantamiento del plano horizontal como los ajustes de la red de nivelación diferencial se demuestran en hojas de cálculo separadas. En el Capítulo 19, hay hojas de cálculo que tratan los fundamentos de la geodesia, las reducciones geodésicas de observaciones tradicionales, problemas geodésicos directos e inversos, cálculos geodésicos tridimensionales y la transformación de coordenadas ITRF 2000 con vectores de velocidad a coordenadas NAD 83 para una época particular en el tiempo. Finalmente, en el Capítulo 27, no sólo se demuestran los diversos problemas fotogramétricos del capítulo, sino que también hay dos hojas de cálculo que cubren las transformaciones de coordenadas afines y proyectivas bidimensionales que se utilizan comúnmente en los cálculos fotogramétricos. Si bien algunas hojas de cálculo obtienen sus datos de valores asignados a variables directamente en la hoja de cálculo, otras, como las hojas de cálculo de mínimos cuadrados, obtienen sus datos de archivos de texto generados con un editor de texto como el Bloc de notas. Por ejemplo, la Figura D.3 muestra la primera pantalla del archivo de soporte del Capítulo 3: Teoría de los errores en las observaciones. Observe la línea que indica “data := data3-1.txt” (con un icono de disco). Esto indica que el contenido del archivo “data3-1.txt” se está leyendo en la variable “data”. La variable resultante, data, se muestra parcialmente en el lado derecho de la ventana.

(Los valores de este archivo provienen de la Tabla 3.1 de este libro). El archivo data contiene un valor observado por línea.

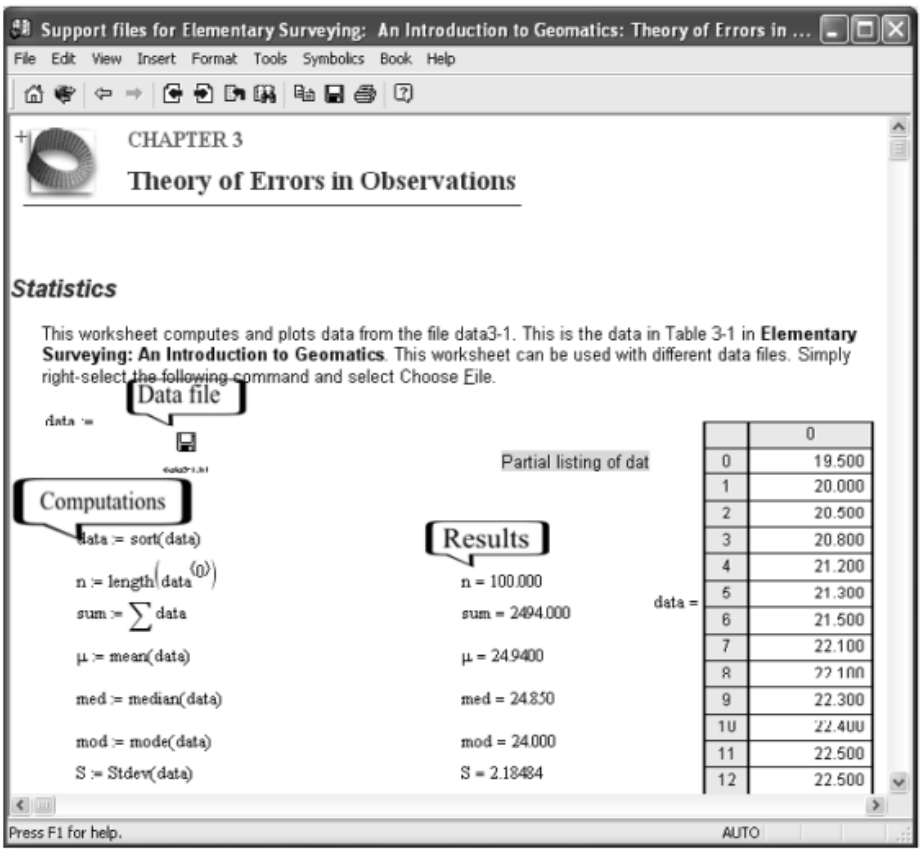
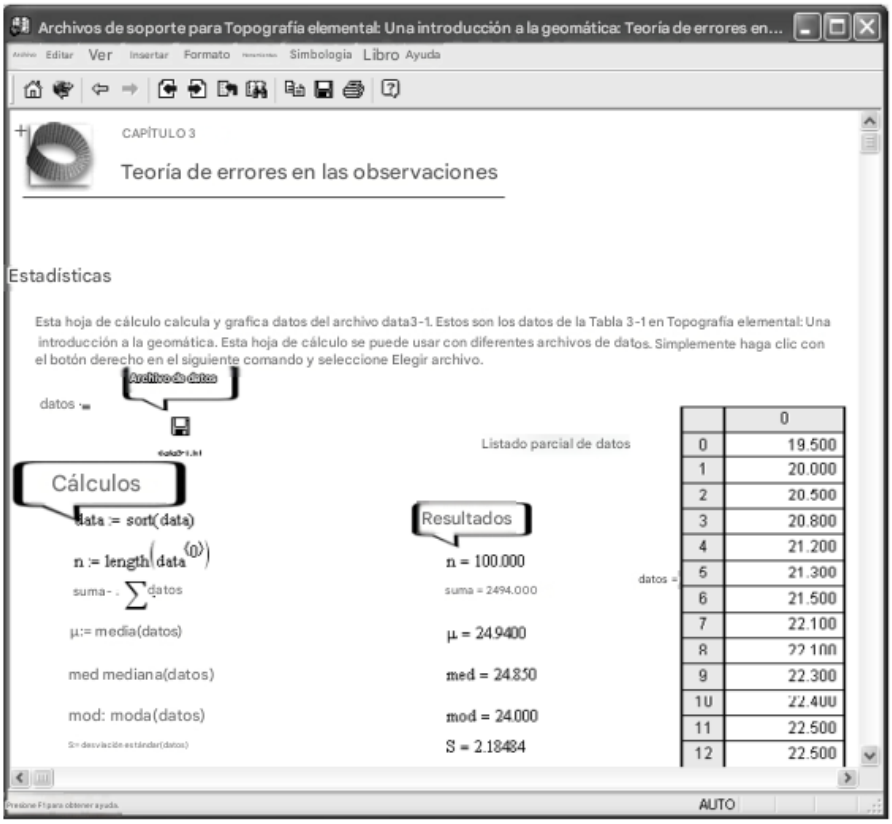


Figura D.3. Cálculos estadísticos para los datos de la Tabla 3.1 de este libro.

Imagen traducida al español aquí abajo



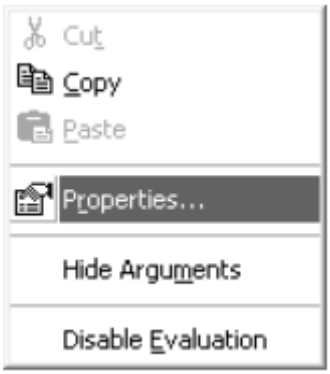


Figura D.4 Menú emergente de entrada de datos.

Imagen traducida al español aquí abajo

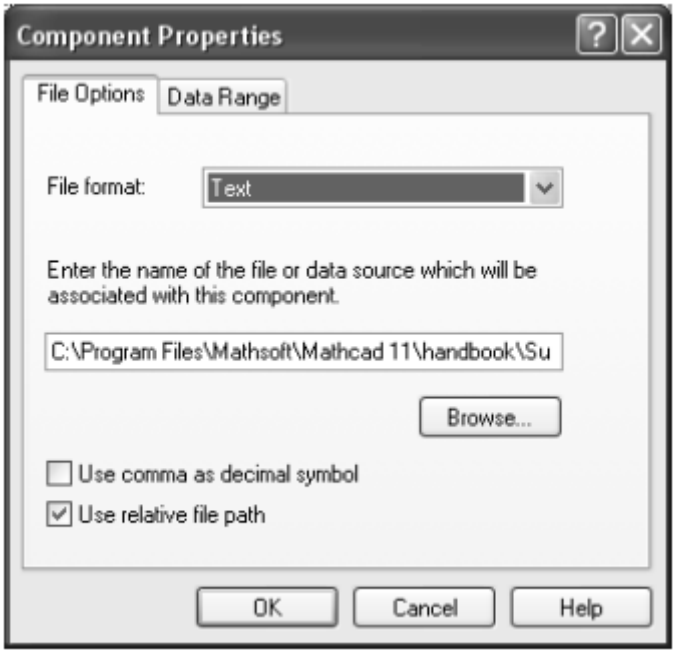


Figura D.5 Cuadro de propiedades del componente que muestra el nombre del archivo en el centro del cuadro.

Imagen traducida al español aquí abajo

Como se indicó anteriormente, puede usar un editor de texto como el Bloc de notas o los incluidos en WOLFPACK, MATRIX y STATS para crear sus propios archivos de datos para otros problemas estadísticos. Una vez creado y guardado el archivo, puede cambiar el archivo de datos seleccionado en la hoja de cálculo haciendo clic con el botón derecho en la variable "datos" y seleccionando "Propiedades" en el menú desplegable resultante (consulte la Figura D.4). Esto mostrará el cuadro de diálogo "Propiedades del componente" que se muestra en la Figura D.5. Haga clic en el botón "Examinar" para localizar el archivo de datos deseado y luego haga clic en "Aceptar". La hoja de cálculo actualizará automáticamente sus cálculos y gráficos para que coincidan con los datos del archivo recién especificado. En la Figura D.3, el lado izquierdo de la hoja de cálculo muestra las llamadas a las funciones estadísticas contenidas en Mathcad bajo el encabezado "Cálculos". Cerca del lado derecho de la ventana, la columna etiquetada como "Resultados" muestra los valores asignados a cada variable. Por ejemplo, la media de los datos es 24,90, la mediana es 24,85 y la moda es 24,0. Puede consultar el sistema de ayuda de Mathcad para obtener más información sobre las variables, las funciones y su uso en las hojas de cálculo. La figura D.6 muestra la parte superior de una hoja de cálculo que obtiene sus datos de variables introducidas directamente en ella. Este listado demuestra el uso de fórmulas de corrección de cinta del Ejemplo 6.1. Las variables cercanas a la parte superior de la hoja de cálculo contienen los datos de calibración para una cinta de 30 m, como se indica en el ejemplo. Inmediatamente después de los datos de calibración se encuentran los datos de campo para una longitud de 21,151 m.

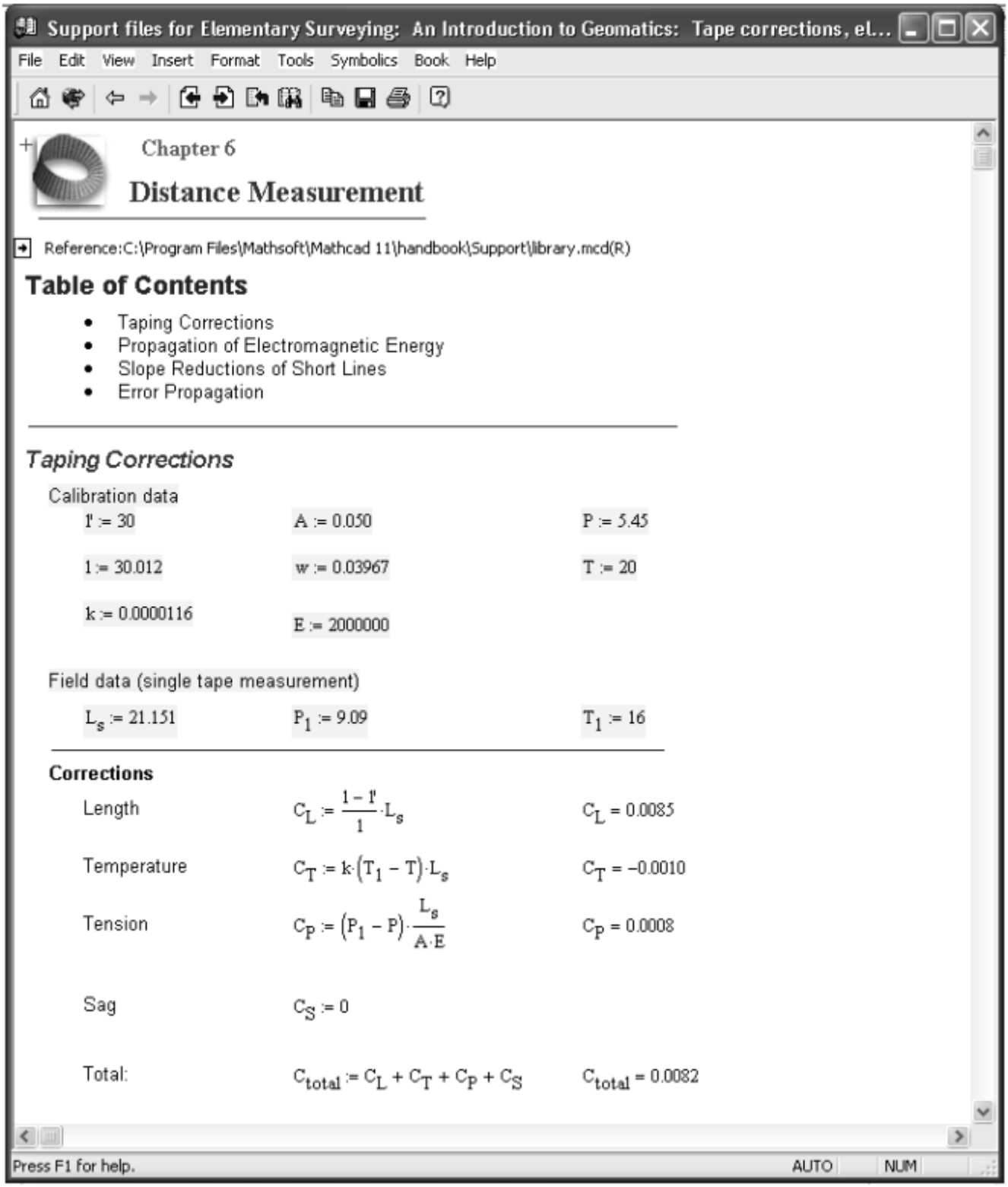
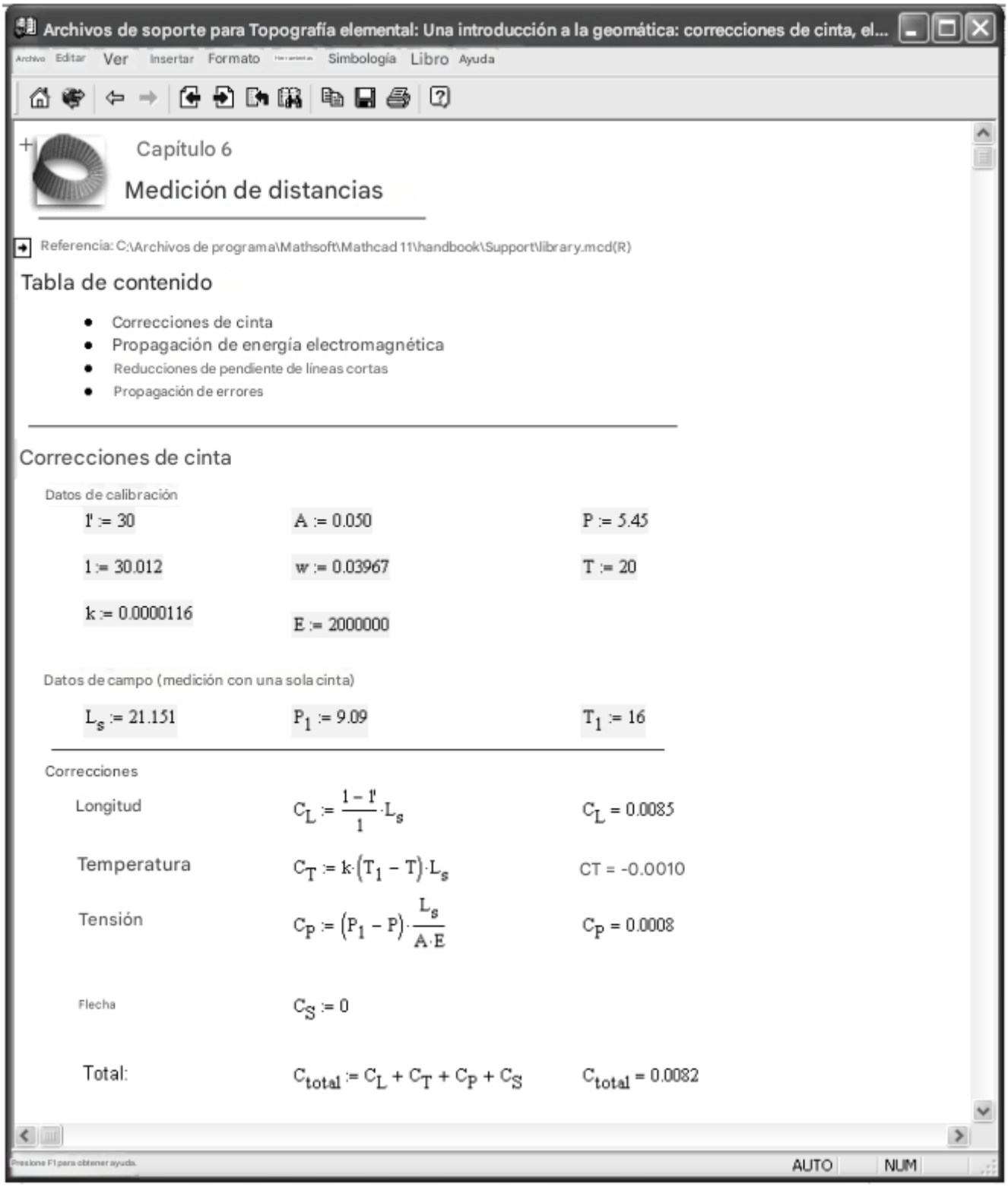


Figura D.6 Correcciones de la cinta para la última distancia medida en el Ejemplo 6.1 del libro.

Imagen traducida al español aquí abajo



Una vez introducidos los datos de calibración y de campo en las variables correspondientes, se calculan las correcciones mediante las ecuaciones (6.3) a (6.6) del libro. Finalmente, se determina la suma de las correcciones en la variable C_{total}. Se pueden resolver problemas similares utilizando esta hoja de cálculo, modificando los datos de campo y de calibración según sea necesario.

■ D.3 HOJAS DE TRABAJO COMO AYUDA PARA EL APRENDIZAJE

No debe usar estas hojas de trabajo para resolver los problemas de tarea asignados, ya que sólo aprenderá realmente resolviendo problemas por su cuenta. En cambio, debe usar estas hojas de trabajo como un método para evaluar su comprensión y verificar sus cálculos. Como puede verse en la Figura D.6, una gran ventaja de usar las hojas de trabajo es que los cálculos intermedios se pueden ver y comparar con los resultados calculados manualmente. Estas comparaciones le permiten determinar la ubicación de los errores de cálculo. Otra ventaja de las hojas de trabajo es que demuestran algunas de las rutinas de programación comunes utilizadas en topografía. Por ejemplo, las hojas de trabajo sobre ajustes de mínimos cuadrados demuestran el análisis de valores de archivos de datos, el cálculo de coeficientes, la construcción de matrices y los métodos matriciales utilizados para resolver el problema y determinar las estadísticas posteriores al ajuste. Muchas de estas rutinas se pueden emular en lenguajes de programación de nivel superior como Basic, C, Fortran o Pascal. Además, muchas de estas hojas de programación pueden modificarse para resolver otros problemas que puedan surgir en estudios futuros.

■ E.1 INTRODUCCIÓN

El álgebra matricial permite a los usuarios expresar sistemas de ecuaciones complejos de forma compacta y fácilmente manipulable. También proporciona un método matemático sistemático para resolver sistemas de ecuaciones que se pueden programar fácilmente. A lo largo de este libro, se han utilizado matrices para resolver sistemas de ecuaciones. Esto se evidencia especialmente en el Capítulo 16 sobre ajustes por mínimos cuadrados. Las matrices se encuentran con frecuencia en topografía, geodesia y fotogrametría. Este apéndice proporciona a los lectores una comprensión básica de las matrices y su manipulación.

■ E.2 DEFINICIÓN DE UNA MATRIZ

Una matriz es un conjunto de símbolos dispuestos en una disposición con ***m*** filas y ***n*** columnas. Esta disposición permite a los usuarios expresar sistemáticamente grandes sistemas de ecuaciones. Por ejemplo, supongamos que tenemos las tres ecuaciones con tres parámetros desconocidos ***x***, y ***y z***. El sistema de ecuaciones puede aparecer como:

$$\begin{aligned} 3x + 5y - 7z &= -24 \\ 2x - y + 6z &= 33 \\ 9x + 4y - 2z &= 12 \end{aligned} \qquad \textbf{(E.1)}$$

Este sistema de ecuaciones puede representarse en forma matricial como

$$\begin{bmatrix} 3 & 5 & -7 \\ 2 & -1 & 6 \\ 9 & 4 & -2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ y \\ z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -24 \\ 33 \\ 12 \end{bmatrix} \qquad \textbf{(E.2)}$$

La ecuación (E.2) puede representarse en notación matricial compacta como

$$AX = L \qquad \textbf{(E.3)}$$

Como se puede observar en la ecuación (E.2), cada coeficiente de la ecuación (E.1) se ha colocado en orden en la primera matriz, denominada A; cada parámetro desconocido se ha colocado en una sola fila de la segunda matriz, denominada X; y, de manera similar, cada constante se ha colocado en una sola fila de la última matriz, denominada L. Por lo tanto, la matriz A se suele denominar matriz de coeficientes, la matriz X matriz de incógnitas y la matriz L matriz de constantes. Una vez en esta forma, un sistema de ecuaciones puede manipularse y resolverse algebraicamente mediante métodos matriciales.

■ E.3 LAS DIMENSIONES DE UNA MATRIZ

El número de filas y columnas de cada matriz expresa sus dimensiones o tamaño. Por ejemplo, la matriz A de la ecuación (E.2) tiene tres filas y tres columnas. Se dice que tiene dimensiones de 3 x 3 y se conoce como matriz cuadrada. Las matrices X y L tienen tres filas, pero sólo una columna. Sus dimensiones son de 3 x 1 y también se conocen como vectores. En general, una matriz puede tener ***m*** filas y ***n*** columnas. Cuando ***m*** es distinto de ***n***, la matriz se conoce como matriz rectangular. Como se indicó anteriormente con un ejemplo, una matriz cuadrada se forma cuando el número de filas ***m*** es igual al número de columnas ***n***. Los elementos individuales de una matriz se pueden designar por su posición en la fila y la columna de la matriz. Los identificadores de fila y columna se conocen como índices. Por ejemplo, la matriz A en la ecuación (E.2) tiene un valor de 3 en la fila 1 y la columna 1. El índice de 3 es, por lo tanto, 1,1, lo que indica que 3 está en la primera fila y la primera columna de A. Los elementos de las matrices generalmente se escriben en minúsculas con subíndices que representan su índice. Los índices de los elementos generalmente se escriben sin la coma intermedia. Por ejemplo, a_{11} tiene un valor de 3. Teniendo esto en cuenta, la matriz completa A se puede escribir como

$$A = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} \qquad \textbf{(E.4)}$$

En la ecuación (E.4), cada elemento de la matriz A de la ecuación (E.2) ha sido reemplazado por su nombre elemental. Así, en referencia a la ecuación (E.2), a_{11} es 3, a_{12} es 5, a_{13} es -7, y así sucesivamente. Cuando una matriz es cuadrada como la de la ecuación (E.4), los elementos que tienen índices de fila y columna iguales se conocen como elementos diagonales. Por lo tanto, a_{11}, a_{22}, y a_{33} son los elementos diagonales de la matriz A en (E.4). En su conjunto, se conocen como la diagonal de la matriz A. Su suma se conoce como la traza de la matriz A. Sólo las matrices cuadradas tienen diagonales. Las matrices que no son cuadradas en dimensiones, como X y L en la ecuación (E.2), no tienen diagonales.

■ E.4 LA TRANSPOSICIÓN DE UNA MATRIZ

La transpuesta de una matriz es un proceso en el que cada columna de la matriz transpuesta es una fila de la matriz original. Es decir, la columna 1 de la matriz transpuesta es la fila 1 de la matriz original, la columna 2 de la matriz transpuesta es la fila 2 de la matriz original, y así sucesivamente. La transpuesta de la matriz A en la ecuación (E.2) es

$$A^{\mathrm{T}} = \begin{bmatrix} 3 & 2 & 9 \\ 5 & -1 & 4 \\ -7 & 6 & -2 \end{bmatrix} \qquad \textbf{(E.5)}$$

En la ecuación (E.5), observe que la letra "T" como superíndice indica la transpuesta de A. Asimismo, observe que la primera columna de A^{T} es la primera fila de la matriz A en la ecuación (E.2). De manera similar, la segunda columna es la segunda fila y la tercera columna es la tercera fila. Como se vio en el capítulo 16, la transpuesta de la matriz de coeficientes se utiliza para generar las ecuaciones normales.

■ E.5 SUMA DE MATRICES

Dos matrices pueden sumarse o restarse cuando tienen las mismas dimensiones. Por ejemplo, supongamos que tenemos dos matrices, A y B, con dimensiones de 3 x 2. La suma o resta de las dos matrices se realiza elemento por elemento. El siguiente ejemplo ilustra este procedimiento.

$$A + B = \begin{bmatrix} -1 & 4 \\ 2 & 3 \\ 4 & 8 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 5 & -3 \\ 6 & 7 \\ -2 & -5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1+5 & 4-3 \\ 2+6 & 3+7 \\ 4-2 & 8-5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4 & 1 \\ 8 & 10 \\ 2 & 3 \end{bmatrix} = C$$

(E.6)

Nótese en la ecuación (E.6) que la matriz resultante tiene las mismas dimensiones que las dos matrices originales, A y B. También observe que la suma se realiza elemento por elemento. La diferencia entre A y B se escribe como

$$A - B = \begin{bmatrix} -1 & 4 \\ 2 & 3 \\ 4 & 8 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 5 & -3 \\ 6 & 7 \\ -2 & -5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1-5 & 4-(-3) \\ 2-6 & 3-7 \\ 4-(-2) & 8-(-5) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -6 & 7 \\ -4 & -4 \\ 6 & 13 \end{bmatrix} = C$$

(E.7)

En la ecuación (E.7), cada elemento de la matriz C se obtiene restando los elementos individuales de la matriz B de la matriz A.

■ E.6 MULTIPLICACIÓN DE MATRICES

La multiplicación de matrices requiere que las dos matrices que se multiplican tengan las mismas dimensiones internas. Es decir, si A tiene dimensiones de ***m*** filas por ***n*** columnas y se va a multiplicar por B, entonces B debe tener dimensiones de ***i*** por ***n***. Nótese que A tiene ***i*** columnas y B tiene ***i*** filas. Estas son las dimensiones internas del producto AB. Su producto resultante, AB, tendrá dimensiones de ***m*** filas y ***n*** columnas. Las dimensiones externas del producto AB son ***m*** y ***n***. Esto se puede expresar como

$$_{m}\boldsymbol{A}^{i}\,_{i}\boldsymbol{B}^{n} = {}_{m}\boldsymbol{P}^{n} \qquad \textbf{(E.8)}$$

donde P es el producto de AB con dimensiones m por n. Cuando el número de filas de A no es igual al número de columnas en B, entonces el producto BA no se puede realizar. Por lo tanto, la multiplicación de matrices no es conmutativa. Es decir, el producto de AB no necesariamente es igual a BA. De hecho, cuando ***m*** no es igual a ***n*** en la ecuación (E.8), ni siquiera se puede realizar. Las siguientes multiplicaciones de matrices son posibles.

$$ {}_3A^2\,{}_2B^4 = {}_3P^4 $$

$$ {}_1A^3\,{}_3B^2 = {}_1P^2 $$

$$ {}_6A^2\,{}_2B^6 = {}_6P^6 $$

Las siguientes multiplicaciones de matrices no son posibles.

$$ {}_6A^3\,{}_6B^3 $$

$$ {}_2A^3\,{}_4B^2 $$

La razón por la que estas multiplicaciones no son posibles se explica mejor al comprender cómo se realiza la multiplicación de matrices. Para obtener el primer elemento de la matriz producto P, debemos multiplicar la primera fila de A por la primera columna de B. Esto se demuestra mejor con un ejemplo. Supongamos que queremos hallar el producto AB utilizando las siguientes dos matrices.

$$ A = \begin{bmatrix} 1 & -2 \\ 3 & 4 \end{bmatrix} \quad B = \begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 \\ 4 & 5 & 6 \end{bmatrix} \quad P = \begin{bmatrix} p_{11} & p_{12} & p_{13} \\ p_{21} & p_{22} & p_{23} \end{bmatrix} $$

donde P es el producto de ,AB. Entonces p_{11} se calcula como

$$ p_{11} = 1 \times 1 - 2 \times 4 = -7 $$

Observe cómo cada elemento de la primera fila de la matriz A se multiplica por cada elemento de la primera columna de la matriz B y sus sumas se acumulan. Los elementos restantes de P se calculan como

$$ p_{12} = 1 \times 2 - 2 \times 5 = -8 $$
$$ p_{13} = 1 \times 3 - 2 \times 6 = -9 $$
$$ p_{21} = 3 \times 1 + 4 \times 4 = 19 $$
$$ p_{22} = 3 \times 2 + 4 \times 5 = 26 $$
$$ p_{23} = 3 \times 3 + 4 \times 6 = 33 $$

Por lo tanto, el producto de AB es

$$ \begin{bmatrix} -7 & -8 & -9 \\ 19 & 26 & 33 \end{bmatrix} $$

Ahora debería ser comprensible que el producto de BA no se pueda realizar ya que no hay suficientes elementos en la primera columna de A para emparejarse con los elementos en la primera fila de B. Usando la multiplicación de matrices, la representación de la ecuación (E.1) como ecuación (E.2) ahora se puede verificar. Es decir, el producto de la primera fila de la matriz A en la ecuación (E.2) con los elementos de la matriz X da como resultado la primera ecuación de la ecuación (E.1). De manera similar, el producto de la segunda fila de la matriz A en la ecuación (E.2) con la matriz X da como resultado la segunda ecuación, y el uso de la tercera fila de la matriz A da como resultado la tercera ecuación.

■ E.7 MATRIZ INVERSA

La inversa de una matriz es similar a la división cuando se trabaja con números. Cuando A se multiplica por su inversa, la matriz resultante se conoce como la matriz identidad I. La matriz identidad tiene valores de 1 para los elementos de la diagonal y ceros para todos los demás elementos. Por lo tanto, una matriz identidad con dimensiones de 3 por 3 es

$$I = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Cuando la matriz identidad de dimensión apropiada se multiplica por otra matriz, digamos B, el producto resultante es el mismo que la matriz B. Por lo tanto, la matriz identidad comparte las propiedades de 1 en la multiplicación aritmética simple. Para resolver la ecuación (E.2), necesitamos determinar la inversa de A y multiplicarla por L para obtener X, o

$$X = A^{-1}L \qquad \textbf{(E.9)}$$

Existen varios métodos para invertir una matriz. Si bien estos métodos están fuera del alcance de este libro, a menudo emplean las mismas transformaciones elementales de filas que se utilizan en matemáticas para resolver un sistema de ecuaciones. Hay software disponible que puede realizar esta operación. Una vez que se conoce la inversa de la matriz, se puede utilizar para resolver un sistema de ecuaciones. Por ejemplo, la inversa de la matriz A en la ecuación (E.2) expresada con cinco decimales es

$$A^{-1} = \begin{bmatrix} -0{,}20952 & -0{,}17143 & 0{,}21905 \\ 0{,}55238 & 0{,}54286 & -0{,}30476 \\ 0{,}16190 & 0{,}31429 & -0{,}12381 \end{bmatrix}$$

Cuando la inversa de A se multiplica por L, la matriz resultante X es

$$X = A^{-1}L = \begin{bmatrix} x \\ y \\ z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2 \\ 1 \\ 5 \end{bmatrix}$$

Así, la solución de la ecuación (E.2) es donde ***x*** es 2, ***y*** es 1 y ***z*** es 5. El lector debe comprobarlo insertando estos valores en la ecuación (E.1) y confirmando que las constantes del lado derecho de la ecuación están determinadas. El programa informático MATRIX está disponible para su descarga en el sitio web complementario de este libro en http://www.pearsonhighered.com/ghilani. El lector puede utilizar el software para resolver otros problemas de matrices presentados en este libro.

■ F.1 INTRODUCCIÓN

Como se ha comentado en varios capítulos, el Sistema de Coordenadas Planas Estatales de EE. UU. (SPCS) se utiliza en numerosas aplicaciones de topografía y geomática. En el Capítulo 20, se presentan las ecuaciones necesarias para calcular las coordenadas de proyección cartográfica SPCS. Este apéndice proporciona los parámetros de definición del SPCS para su uso en los Estados Unidos. La Sección F.2 proporciona los parámetros de definición para los estados que utilizan la proyección cartográfica cónica conforme de Lambert. La Sección F.3 proporciona los parámetros de definición para los estados que utilizan la proyección cartográfica de Mercator Transversal.

■ F.2 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS PARA ESTADOS QUE UTILIZAN LA PROYECCIÓN CÓNICA CONFORME DE LAMBERT

Estado / Zona	AR Norte	AR Sur	CA 401	CA 402	CA 403	CA 404	CA 405	CA 406
φ_S	34°56′	33°18′	40°00′	38°20′	37°04′	36°00′	34°02′	32°47′
φ_N	36°14′	34°46′	41°40′	39°50′	38°26′	37°15′	35°28′	33°53′
φ_0	34°20′	32°40′	39°20′	37°40′	36°30′	35°20′	33°30′	32°10′
λ_0	92°00′ O	92°00′ O	122°00′ O	122°00′ O	120°30′ O	119°00′ O	118°00′ O	116°15′ O
N_b	0,000	400.000,000	500.000,0	500.000,0	500.000,0	500.000,0	500.000,0	500.000,0
E_0	400.000,000	400.000,000	2.000.000,0	2.000.000,0	2.000.000,0	2.000.000,0	2.000.000,0	2.000.000,0

Zona estatal	CO Norte	CO Central	CO Sur	CT 600	FL Norte	IA Norte	IA Sur	KS Norte
φ_S	39°43′	38°27′	37°14′	41°12′	29°35′	42°04′	40°37′	38°43′
φ_N	40°47′	39°45′	38°26′	41°52′	30°45′	43°16′	41°47′	39°47′
φ_0	39°20′	37°50′	36°40′	40°50′	29°00′	41°30′	40°00′	38°20′
λ_0	105°30′O	105°30′O	105°30′O	72°45′O	84°30′O	93°30′O	93°30′O	98°00′O
N_b	304.800,6096	304.800,6096	304.800,6096	152.400,3048	0,0	1.000.000,0	0,0	0,0
E_0	914.401,8289	914.401,8289	914.401,8289	304.800,6096	600.000,0	1.500.000,0	500.000,0	400.000,0

Estado	KS	KY	KY	LA	LA	LA	MD	MA
Zona	Sur	Norte	Sur	Norte	Sur	Costa afuera	1900	Continente
φ_S	37°16′	37°58′	36°44′	31°10′	29°18′	26°10′	38°18′	41°43′
φ_N	38°34′	38°58′	37°56′	32°40′	30°42′	27°50′	39°27′	42°41′
φ_0	36°40′	37°30′	36°20′	30°30′	28°30′	25°30	37°40′	41°00′
λ_0	98°30′O	84°15′O	85°45′O	92°30′O	91°20′O	91°20′O	77°00′O	71°30O
N_b	400.000,0	0,0	500,000.0	0,0	0,0	0,0	0,0	750.000,0
E_0	400.000,0	500.000,0	500.000,0	1.000.000,0	1.000.000,0	1.000.000,0	400.000,0	200.000,0

Zona Estatal	Isla de Massachusetts	MI Norte	MI Central	MI Sur	MN Norte	MN Central	MN Sur	MT 2500
φ_S	41°17′	45°29′	44°11′	42°06′	47°02′	45°37′	43°47′	45°00′
φ_N	41°29′	47°05′	45°42′	43°40′	48°38′	47°03′	45°13′	49°00′
φ_0	41°00′	44°47′	43°19′	41°30′	46°30′	45°00′	43°00′	44°15′
λ_0	70°30′O	87°00′O	84°22′O	84°22′O	93°06′O	94°15′O	94°00′O	109°30′O
N_b	0,0	0,0	0,0	0,0	100.000,0	100.000,0	100.000,0	0,0
E_0	500.000,0	8.000.000,0	6.000.000,0	4.000.000,0	800.000,0	800.000,0	800.000,0	600.000,0

Zona Estatal	NE 2600	NY Long Island	NC 3200	ND Norte	ND Sur	OH Norte	OH Sur	OK Norte
φ_S	40°00′	40°40′	34°20′	47°26′	46°11′	40°26′	38°44′	35°34′
φ_N	43°00′	41°02′	36°10′	48°44′	47°29′	41°42′	40°02′	36°46′
φ_0	39°50′	40°10′	33°45′	47°00′	45°40′	39°40′	38°00′	35°00′
λ_0	100°00′O	74°00′O	79°00′O	100°30′O	100°30′O	82°30′O	82°30′O	98°00′O
N_b	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
E_0	500.000,0	300.000,0	609.601,2199	600.000,0	600.000,0	600.000,0	600.000,0	600.000,0

Zona Estatal	OK Sur	OR Norte	OR Sur	PA Norte	PA Sur	SC 3900	SD Norte	SD Sur
φ_S	33°56′	44°20′	42°20′	40°53′	39°56′	32°30′	44°25′	42°50′
φ_N	35°14′	46°00	44°00′	41°57′	40°58′	34°50′	45°41′	44°24′
φ_0	33°20′	43°40′	41°40′	40°10′	39°20′	31°50′	43°50′	42°20′
λ_0	98°00′O	120°30′O	120°30′O	77°45′O	77°45′O	81°00′O	100°00'O	100°20'O
N_b	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
E_0	600.000,0	2.500.000,0	1.500.000,0	600.000,0	600.000,0	609.600,0	600.000,0	600.000,0

Zona Estatal	TN 4100	TX Norte	TX Centro Norte	TX Centro	TX Centro Sur	TX Sur	UT Norte	UT Centro
φ_S	35°15′	34°39′	32°08′	30°07′	28°23′	26°10′	40°43′	39°01′
φ_N	36°25′	36°11′	33°58′	31°53′	30°17′	27°50′	41°47′	40°39′
φ_0	34°20′	34°00′	31°40′	29°40′	27°50′	25°40′	40°20′	38°20′
λ_0	86°00′O	101°30′O	98°30′O	100°20′O	99°00′O	98°30′O	111°30′O	111°30′O
N_b	0,0	1.000.000,0	2.000.000,0	3.000.000,0	4.000.000,0	5.000.000,0	1.000.000,0	2.000.000,0
E_0	600.000,0	200.000,0	600.000,0	700.000,0	600.000,0	300.000,0	500.000,0	500.000,0

Zona estatal	UT Sur	VA Norte	VA Sur	WA Norte	WA Sur	WV Norte	WV Sur	WI Norte
φ_S	37°13′	38°02′	36°46′	47°30′	45°50′	39°00′	37°29′	45°34′
φ_N	38°21′	39°12′	37°58′	48°44′	47°20′	40°15′	38°53′	46°46′
φ_0	36°40′	37°40′	36°20′	47°00′	45°20′	38°30′	37°00′	45°10′
λ_0	111°30′O	78°30′O	78°30′O	120°50′O	120°30′O	79°30′O	81°00′O	90°00′O
N_b	3.000.000,0	2.000.000,0	1.000.000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
E_0	500.000,0	3.500.000,0	3.500.000,0	500.000,0	500.000,0	600.000,0	600.000,0	600.000,0

Zona estatal	Centro de Wisconsin	Sur de Wisconsin	PR VI 5200
φ_S	44°15′	42°44′	18°02′
φ_N	45°30′	44°04′	18°26′
φ_0	43°50′	42°00′	17°50′
λ_0	90°00′O	90°00′O	66°26′O
N_b	0,0	0,0	200.000,0
E_0	600.000,0	600.000,0	200.000,0

■ F.3 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS PARA ESTADOS QUE UTILIZAN LA PROYECCIÓN DE MAPA DE MERCATOR TRANSVERSAL

Zona estatal	AL Este	AL Oeste	AK 5001/O.M.	AK 5002	AK 5003	AK 5004	AK 5005	AK 5006
$1:k_0$	25.000	15.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000
φ_b	30°30′	30°00′	57°00′	54°00′	54°00′	54°00′	54°00′	54°00′
λ_b	85°50′O	85°50′O	133°40′O	142°00′O	146°00′O	150°00′O	154°00′O	158°00′O
E_0	200.000,0	600.000,0	500.000,0	500.000,0	500.000,0	500.000,0	500.000,0	500.000,0
N_b	0,0	0,0	500.000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Zona estatal	AK 5007	AK 5008	AK 5009	AZ Este	AZ Central	AZ Oeste	DE 700	FL Este
$1:k_0$	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	15.000	200.000	17.000
φ_b	54°00′	54°00′	54°00′	31°00′	31°00′	31°00′	38°00′	24°20′
λ_b	162°00′O	166°00′O	170°00′O	110°10′O	111°55′O	113°45′O	75°25′O	81°00′O
E_0	500.000,0	500.000,0	500.000,0	213.360,0	213.360,0	213.360,0	200.000,0	200.000,0
N_b	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Zona estatal	FL Oeste	GA Este	GA Oeste	HI 5101	HI 5102	HI 5103	HI 5104	HI 5105
$1:k_0$	17.000	10.000	10.000	30.000	30.000	100,000	100,000	0
φ_b	24°20′	30°00′	30°00′	18°50′	20°20′	21°10′	21°50′	21°40′
λ_b	82°00′O	82°10′O	82°10′O	155°30′O	156°40′O	158°00′O	155°30′O	155°30′O
E_0	200.000,0	200.000,0	700.000,0	500.000,0	500.000,0	500.000,0	500.000,0	500.000,0
N_b	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Zona estatal	ID Este	ID Central	ID Oeste	IL Este	IL Oeste	IN Este	IN Oeste	ME Este
$1:k_0$	19.000	19.000	15.000	40.000	17.000	30.000	30.000	10.000
φ_b	41°40′	41°40′	41°40′	36°40′	36°40′	37°30′	37°30′	43°40′
λ_b	112°10′O	114°00′O	115°45′O	88°20′O	90°10′O	85°40′O	87°05′O	68°30′O
E_0	200.000,0	500.000,0	800.000,0	300.000,0	700.000,0	100.000,0	900.000,0	300.000,0
N_b	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	250.000,0	250.000,0	0,0

Zona estatal	ME Oeste	MS Este	MS Oeste	MO Este	MO Central	MO Oeste	NV Este	NV Central
$1:k_0$	10.000	20.000	20.000	15.000	15.000	17.000	10.000	10.000
φ_b	42°50′	29°30′	29°30′	35°50′	35°50′	36°10′	34°45′	34°45′
λ_b	70°10′O	88°50′O	90°20′O	90°30′O	92°30′O	94°30′O	115°35′O	116°40′O
E_0	900.000,0	700.000,0	700.000,0	250.000,0	250.000,0	250.000,0	200.000,0	500.000,0
N_b	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	8.000.000,0	6.000.000,0

Zona estatal	NV Oeste	NH 2800	NJ/NY Este 2900	NM Este	NM Central	NM Oeste	NY Este	NY Central
$1:k_0$	10.000	30.000	10.000	11.000	10.000	12.000	10.000	16.000
φ_b	34°45′	42°30′	38°50′	31°00′	31°00′	31°00′	38°50′	40°00
λ_b	118°35′O	71°40′O	74°30′O	104°20′O	106°15′O	107°50′O	74°30′O	76°35′O
E_0	800.000,0	300.000,0	150.000,0	165.000,0	500.000,0	830.000,0	150.000,0	250.000,0
N_b	4.000.000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Zona estatal	NY Oeste	RI 3800	VT 4400	WY Este	WY Centro-este	WY Centro-oeste	WY Oeste
$1:k_0$	16.000	160.000	28.000	16.000	16.000	16.000	16.000
φ_b	40°00	41°05′	42°30′	40°30′	40°30′	40°30′	40°30′
λ_b	78°35′O	71°30′O	72°30′O	105°10′O	107°20′O	108°45′O	110°05′O
E_0	350.000,0	100.000,0	500.000,0	200.000,0	400.000,0	600.000,0	800.000,0
N_b	0,0	0,0	0,0	0,0	100.000,0	0,0	100.000,0

CAPÍTULO 2

2.4(a) 13.548,44 pies

2.5(a) 163,836 m

2.6(a) 668,6 pies

2.7(a) 2,1981 acres

2.10(a) 9,76 acres

2.12(a) 125.845,89 pies

2.13(a) 122°24'

2.14(a) 160

2.16(a) 0,692867, 1,59705 y 0,851672 donde suma = π rad.

2.19 De la Sección 2.7, para evitar la pérdida de datos

CAPÍTULO 3

3.6(a) 65,401 **(b)** ±0,003 **(c)** ±0,001

3.11(a) 65.396.4676 $\leq$ m $\leq$ 65,407, 100%

3.15(a) 23°29'56" **(b)** ±14,9" (c) ±7,5"

3.18 ±0,014 pies

3.22(a) 146,13 ± 0,023 pies

3.24(a) 236,378

3.27(a) 50.887 ± 14 pies²

3.28(a) A = 49°24'28"; B = 39°02'28"; C = 91°33'04"

CAPÍTULO 4

4.2 0,068 m; 1,688 m; 6,750 m

4.7 38.160 pies o 7,23 millas

4.12 -0,003 pies

4.15 6,114 m

4.21 0,024 pies

4.28 854,02 pies; 846,18 pies

CAPÍTULO 5

5.8 0,000015 m

5.21 16,7 m

5.31 -1,4%

5.19 1,62 pies; 6,80 pies

5.23 2259,694 m

5.35 ±13,7 mm

CAPÍTULO 6

6.2(a) 2,18 pies/paso, **(b)** 186 pies

6.8 86,05 pies

6.23 0,0000027 s

6.29 2273,68 pies

6.36 ±8,7 mm

6.5 Véase la Sección 6.14

6.19 236,87 pies

6.25(a) 9,991 m

6.32 1653,860 m

CAPÍTULO 7

7.5(a) 226,0518 grados

7.10 150°00'28"

7.13 S60°20'57"E

7.16 Az_{CD}: 212°01'13"; Brg_{CD}: S32°01'13"O

7.26(a) 11,9°O

7.30 2°00'O 7,33 N 22°03'E

CAPÍTULO 8

8.12(a) 41"

8.14 124”

8.20 75°46'04"

8.24 27”

8.26(a) 56"

8.29 16”

CAPÍTULO 9

9.9(a) 720°

9.16 10”

9.22 21”

9.15 13”

9.19 $\pm$ **9.15”; Tercer Órden**

9.24 -15"; Tercer Orden, Clase I

CAPÍTULO 10

10.2 $-21''; +3''$
10.5 $-3''$ por ángulo; $C = 93°48'52''$
10.16 Distancia para la línea BC
10.23 BC

CAPÍTULO 11

11.3 $m = 2{,}62783;\ b = -177{,}124$ m
11.5 $51°18'26''$
11.7 0,044 m

11.9 (6932,18; 4868,39)
11.15 (4330,13; 2998,69) o (3026,28; 2232,83)
11.19 (4538,67; 2940,13)

11.13 (3560,56; 2791,19)
11.21(a) 0,31006

CAPÍTULO 12

12.1 87.970 unidades cuadradas
12.5 2790 pies^2
12.10 66,810 m^2 o 6,681 ha
12.16 8.868.600 m^2 o 886,86 ha

CAPÍTULO 13

13.4 Vea sección 13.3, párrafos 3 y 8
13.21 (320559,446; −4921314,168; 4031328,395)
13.24 (40°26′29,65168″N; 88°23′42,09876″ **O** ; 182,974 m)
13.28 314,149 m
13.30 95,888 m

CAPÍTULO 14

14.2(a) 20 min
14.9(b) 5 segundos
14.11 3
14.20 b
14.24 Cuarto órden clase II
14.30(e) 0,79 ppm
14.34(a) 0,76 ppm

CAPÍTULO 15

15.1 1 segundo
15.6 5,8 mm
15.9 Vea sección 15.3
15.18 450 – 470 MHz
15.28 4800

CAPÍTULO 16

16.4 532,686
16.9 $x = 135{,}469$ e $y = 158{,}609$
16.10 ±0,003, ±0,003
16.27 Ray: (37°48′16,20675″N, 108°33′19,20792″ O, 501,250 m)
16.30 $-0{,}55119dx_{Steve} - 0{,}83438dy_{Steve} + 0{,}551191dx_{Frank} + 0{,}834379dy_{Frank} = 0{,}023$
16.33 $t = 31°57'43''$; $S_u = \pm 0{,}025$ pie ; $S_v = \pm 0{,}016$ pie

CAPÍTULO 17

17.6 6 pie
17.9 2 pulg.
17.10 6%
17.15 Sin obstáculos arriba
17.28 (10429,514; 5066,684; 590,026)
17.34 0,47 pulg.

CAPÍTULO 18

18.2 200 pulg.
18.10 20 ft
18.15 Vea sección 18.4, párrafo 2
18.18 1 pulg. /30 pie o 1:360
18.24 2 cm
18.25 AB: (5431,493; 4472,792)

CAPÍTULO 19

19.4 436 m
19.9 6,364,725,399 m; 6,387,949,711 m
19.11 272,624 m
19.15 42°36′54,2″; 18°52′46,3″
19.18 −33,880 m
19.21 2456,310 m; 2458,868 m
19.25 268°19′43,2″
19.31 85°56′00,1″; 204°32′47,3″

CAPÍTULO 20

20.11 592,304 m, 242°36′12″
20.14 (329339,936; 124121,992) −2°08′11,2512″
20.17 (170227,750; 222784,094)
20.21 (41°12′23,2037″N; 78°26′30,3340″ O)
20.23 (39°00′447,2423″N; 74°39′42,1526″ O)
20.25(a) 2834,449 pie
20.32 0,99976777
20.40 205°39′03,1″

CAPÍTULO 21

21.12 e, c, b, d, a
21.20 11.700 pie^2; 10.220 pie^2

CAPÍTULO 22

22.1 4319 pie
22.6(a) 291,4 pie
22.8(a) 30 mi
22.14(a) 240 rods
22.21 Proporción única; Proporción única

CAPÍTULO 23

23.10 0,88%
23.16 4000 pie^2
23.17 2,86 pie

CAPÍTULO 24

24.2(a) 11°27′33″; 11°28′42″

24.3 $R = 1432{,}68$ pie ; $T = 304{,}53$ pie; $E = 32{,}01$ pie ; $M = 31{,}31$ pie
$LC = 595{,}74$ pie ; $L = 1432{,}68$ pie ; PC = 33 + 40,47
$PT_{atrás} = 42 + 45{,}00$; $PT_{adelante} = 39 + 49{,}53$

24.24 1392,04 pie

24.25(a) $I/2$

24.31 349 pie

CAPÍTULO 25

25.10 685,714 pie

25.19 612,26 pie

25.26 781,61 pie

25.30 1108,21 pie

25.33 1,80 pie

CAPÍTULO 26

26.4 708 yds^3

26.9 6168,5 yd^3

26.14 3 yd^3; 705 yd^3

26.21 728,7 yd^3; 734,4 yd^3

26.25 3.114 acres-pie

26.29 419 pie^3/s

CAPÍTULO 27

27.5(a) 1/2000 pulg. / pie

27.8(a) 1 pulg./1010 pie

27.10 24.76 ha

27.13 7988 pie

27.16(a) 116 pie

27.19 3409 pie

27.29 12 líneas de vuelo

27.31 30%

CAPÍTULO 28

28.8(a) 5.595.040.000 pixels

28.21(b) 6,23 pulg.

Nota del traductor:

El número de página no coincide con el tema que señala; este índice es dado como referencia a los temas tratados y traducidos del libro original.

Machine Translated by Google

Índice

Un nivel de mano Abney,
140 errores accidentales. Ver Errores sistemáticos
Precisión, 47–48
estándar de precisión de mapas circulares (CMAS), 459
levantamientos de control, 547–550
definición de, 48 de
notas de campo, 31
cartografía, 505–507
levantamientos de tierras públicas,
678 Matriz de
adición, 919
cifras significativas, 27–29 Acre,
definición de, 25 Acre-pie,
definición de, 777 Índice de refracción de
grupo real, 150 Cinta de adición, 137, 138
Adyacencia, 839, 864
Ajustes ajuste condicional de
observaciones, 65
mínimos cuadrados, 67–68 niveles, 96–100 para paralaje, 97
circuitos de nivel simple, 113–
114 instrumentos
de estación total, 219–
222 cálculos de poligonales, 252–255
pesos de observaciones, 66

Posesión adversa, 648
Cámaras aéreas, 801–803
cuerpo, 802
cono, 802
marcas fiduciales, 802
plano focal, 802
lente, 801
cargador, 802
punto principal, 802
obturador, 801
marco de lente única, 801
Fotografía aérea,
altura de vuelo desde, 813–814,
coordenadas terrestres desde, 810–811,
desplazamiento del relieve desde, 811–813
Paralaje estereoscópico, 814–816
vertical, 804–808
Aerotriangulación, 806 Línea
agónica, 181 Aire,
estándar, 150
Cartografía láser aerotransportada, 830–
831 Algoritmos, suavizado, 521–522
Alidada, 195
Ensamblaje de alidada, 878
Levantamiento de
alineación, 12 Alineaciones, horizontales. Ver Curvas circulares
Parte alícuota, 634
Estándares de levantamiento de títulos de tierras ALTA-ACSM,
647–648 Ángulos de altitud, 81–82, 211–
212 Ambigüedades, entero, 347–348
Análisis de
mediciones de líneas base fijas, 388–390 de cierres
de bucle, 390, 391–392 de líneas
base repetidas, 390, 391 de
levantamientos estáticos, 386–
393 Funciones analíticas, SIG, 862–867
Fotogrametría analítica, 820–821 Trazadores
analíticos, 824 Ajuste de
ángulos
de, 246–248 altitud, 81–82,
211–212 ángulos a la derecha,
170–171, 233 acimuts, 172–173 rumbos,
173–174 en sentido
horario, 170, 171
cierre del horizonte,
207–209 cálculo, 723–724 deflexión,
170, 209–210, 233–234,
721–727, 728, 730 depresión, 212 dirección de líneas, 171–172
distancias,
relaciones, 203–204 exterior,
170, 171 horizontal, por método de
dirección, 206–207
horizontal, instrumentos de estación total, 204–206
inclinación, 339 errores instrumentales, 222–226 interior,
170, 171, 233

Machine Translated by Google

ángulos a la derecha (Continuación)
mediciones, 203–228 cierre
erróneo, 238–239 errores
naturales, 226
ecuaciones de observación para, 448–450
paraláctico, 817
fase, 152
propagación de errores aleatorios en, 228
reducción de, 570–573, 608–617
reducción de observaciones de distancia, 567–570
método de repetición, 205, 206
resección de tres puntos, 289–292
unidades de medida, 169 vertical,
211–213 cenit, 159,
196, 212
Ángulos de depresión, 212
Ángulos de elevación, 212
Ángulos de inclinación, 339
Ángulos a la izquierda, 170
Ángulos a la derecha, 170–171, 233
Unidades angulares de medida
gons, 25
grads, 25
mils, 25
radianes, 25, 169
sistema sexagesimal, 169
Cambio anual en la declinación, 181, 183, 184
Variación anual, 183
Punto de referencia de la antena, 392, 394, 402, 497
Anti-suplantación de identidad, 335–336
Tiempo solar aparente, 904
Corrección de arco a cuerda, 614, 615, 616
Arcos, 715
Área, 309–328
por coordenadas, 313–317
por conteo de cuadrados, 325
por digitalización de coordenadas,
326 por distancia de doble meridiano, 317–320
por desplazamientos de líneas, 311–
313 por planímetros, 326–327
por figuras simples, 310–311 a
partir de mediciones de mapas, 325–327
de límites circulares, 320–321 partición,
321–325
Argumento del perigeo, 339
Organización de las notas de campo, 31, 33–34
Flecha, meridiano, 516
Alineaciones circulares tal como fueron construidas, 749–752
Levantamientos topográficos de obra terminada, 710–711
Rumbos supuestos, 636
Meridiano supuesto, 172
Astrolabio, 5
Observaciones astronómicas, 895–896
acimutes, 896–898, 909–910
definiciones, 899, 902–903
efemérides, 898, 900–901
Observaciones de Polaris, computación, tiempo 906–
908, sincronización
903–905, 905–906
Relojes atómicos, 333–334
Datos de atributos, 852
Sistemas de contorneado automatizados, 477–479
Mapeo automatizado, 519–525
Compensador automático, 85, 90, 196
Niveles automáticos, 85, 90–91
Posición autónoma, 408
Fórmula del área final promedio, 780–781
Eje
del nivel del vial, 88 del
nivel de la placa del vial, 220 de
la vista, 192
Acimut, 172–173
supuesto, 172
astronómico, 896–898 a
partir de observaciones astronómicas, 909–910 hacia
atrás, 172
rumbos, comparando, 174–175 cálculo
de, 175–177, 248–249 hacia adelante, 172
geodésico, 172
magnético, 172
observación de,
211 ecuación de
observación, 447–448 reducción de,
612–617

B

Mira trasera (BS), 79
Equilibrio de ángulos, 246–248, 256–258
Equilibrio interno, 216–217
Nivelación barométrica, 80–81
Mediciones
fijas de líneas base, 388–390 ajustes
de red, 392 no triviales, 379–
380 estudios de tierras
públicas, 665–666 mediciones
repetidas, 390 triviales, 379–380,
395 vectores, 437–442

Placa base, 874
Estación base, 356
Bases de estaciones totales, 198
Tablas de bateo, 691, 694

Machine Translated by Google

Rumbos, 173–174
supuestos, 636
acimuts, comparando, 174–175 ángulos
equilibrados, 256–258 cálculo de,
177–179 magnético, 174, 185
cálculos de recorrido,
248–249 Punto de referencia, 75, 76
Sesgos.
Ver Errores sistemáticos
Distribución bivariada, 458 Árboles
marcados, 674 Sistema
de bloques y lotes, 639–640 Método de
cantera, 790–791 Operaciones de límites,
864 Levantamientos de límites, 633–
634 Posesión adversa, 648 Sistema de
bloques y lotes, 639–640
Categorías de levantamientos de tierras,
634–635 Levantamientos de condominios, 648–655
Coordenadas, 641 Sistemas de información
geográfica (SIG), 655
Perspectivas históricas, 635–636 Límites y medidas, 636–639
Partición de tierras, 646–647 Registro de
títulos, 647–648 Levantamientos de
replanteo, 641–644 Levantamientos
de subdivisión, 644–646 Límites, 636–
639 Regla de Bowditch, 252–255 Líneas de
ruptura, 478 Cinta de ruptura, 138 Burbujas
altitud, 878 acimut, 878
nivel circular, 222 nivel de burbuja,
874–875 errores de
nivelación, 124

Oficina Internacional de la Hora, 363
Oficina de Administración de Tierras, 15–16, 634, 660, 679

C

Levantamientos catastrales,
11 Cálculos. Ver Cálculos Llamada
para encuestas, 642
Cámaras
aéreas, 801–803
notas de campo,
33 Restricciones del dosel, 372
Portadora, frecuencias, 335
Mediciones de desplazamiento de fase de la portadora,
347–348 modelo libre ionosférico, 350

Niveles de carga, 103–104
Señal portadora, 152
Elementos cartográficos de mapas, 516–519
Cartografía, 504
Categorías de levantamientos topográficos, 634–635
Ecuador celeste, 902
Meridiano celeste, 902
Celdas (cuadrícula) como datos espaciales, 848
Codificación de punto central, 854
Centímetro (cm), 25
Meridiano central, 172, 593–594
Pasadores de encadenamiento, 135
Cadenas, 851
Dispositivo de carga acoplada (CCD), 802
Acordes, computación, 723–725
Área de
parcelas circulares, geometría de
coordenadas 320–321, líneas 278–280,
intersecciones, escalas 284–287, 879–
881
Nivelación
de circuitos, mínimos cuadrados, niveles
432–436,
nivel simple 111, ajustes, 113–114
Arcos circulares, 715
Definición de arco
de curvas circulares, 716–718
levantamientos de obra terminada
de, 749–752 definición de cuerda,
716–718 compuesto,
743 cálculo de coordenadas en, 731–732 ecuación
para, 718–719 intersección
con otro, 743 intersección con una línea,
742–743 replanteo, 721–723 replanteo por
coordenadas, 733–
738 replanteo por cuerdas incrementales,
725–726 replanteo por desplazamientos, 739–741
replanteo con cuerdas totales, 730
métrico, 728–730 que pasa por un
punto fijo, 742
inverso, 743 configuraciones en, 727–728
distancia de
visibilidad en, 743–744
problemas especiales, 742–743
estación, 720–721 fuentes de error
en, 752 replanteo usando
GNSS, replanteo 738 mediante
estaciones totales robóticas, 738

Elementos de curvas circulares,
ángulo de deflexión, 721–727, 728–730

Machine Translated by Google

Elementos de curvas circulares (continuación)
grado de curvatura, 716–718 externo,
718 cuerda
incremental, 725–727, 728–730 longitud, 717, 718
cuerda larga, 718
ordenada media, 739
punto de curvatura
compuesta, 743 punto de curvatura, 718 punto
en la curva, 718 punto de
intersección, 718 punto de
tangencia, 718 punto en la
tangente, 718 cuerda total,
730 vértice, 718

Error circular probable, 458–459
Niveles de burbuja circulares, ajuste de, 222
Estándar de precisión de mapas circulares, 459
Longitud tangente circular, 735
Hora civil, 904
Mangos de sujeción, 135
Claridad
de las notas de campo,
31 en mapas, 508–509
Clasificación, SIG, 846
Intervalo de clase, 53–54
Relojes, sesgo 333–
334, 348
Travesías cerradas, 170, 231
Cerrando el horizonte, 207–209
Condiciones de cierre, 251
Código de adquisición/objetivo (C/A), 335
Receptores GNSS basados en código, 485, 856–857
Codeclinación, 903
Rangos de códigos, 346–347
modelo libre ionosférico, 350 modelo
matemático, 347
Codificación, 853
Matriz de coeficientes, 918
Problema
de intersección de direcciones COGO, 282–284
Problema de punto inaccesible, 297–299
Intersección de círculo y línea, 284–287
Intersección de dos distancias, 287–289 Distancia
perpendicular de un punto a una línea, 280–282

Problema de resección tridimensional, 299–302; resección de
tres puntos, 289–292
Nivel de tubo de tipo coincidencia, 89
Colatitude, 903
Factor de corrección de colimación, 122

Error de colimación, 562
ajuste de, 98–99 Color
en mapas, 468 Factor
combinado, 611 Redes
combinadas, 559 Identificadores
comunes, 852 Puertos de
comunicación, 198 Comparación
de acimuts y rumbos, 174–175 Brújula, 179–180, 364
Regla de la brújula
(Bowditch), 252–255 Sistema de brújula,
364 Errores
compensatorios, 47 Curvas
compuestas, 715, 743 Área de
cálculos, 315–
316 observaciones
astronómicas para acimut, 906–908 acimuts, 175–177
rumbos, 177–179
curvas por proporción,
766 cálculos de posición
geodésica, 577–580 declinación magnética, 186
intersecciones de pendiente,
784–786 SPCS83, 596–608
cálculos de
coordenadas tridimensionales, 581–584 recorrido en coordenadas
del plano estatal, 619–620 recorrido.
Ver Cálculos de recorridos tangentes
desiguales curvas verticales, 767–770 curvas verticales,
761–765 volúmenes, 788–790
Dibujo y diseño asistido
por computadora (CADD) mapeo, 519–525 procedimientos de
mapeo, 507–508 trazado
usando, 512–513 Sistemas basados en
computadora, 3

cálculos de recorrido, 269
Clavos para hormigón, 232
Ecuación de condición, 424
Ajuste condicional de las observaciones, 65
Encuestas de condominios, 12, 648–655
Proyecciones cartográficas conformes, definición de, 590, 593–594,
923–925
Conos, cámaras, 802
Proyecciones conformes, 591
Conexiones, recolectores de datos, 39
Conectividad, 851, 864
Matriz de constantes, 918
Constantes, zona, 596–597, 602, 614
Construcción, control de máquinas, 414–418, 709–710
Levantamientos de construcción, 685–712
Levantamientos de obra terminada,
710–711 Tableros de talud, 691, 694–698

Machine Translated by Google

diseño de edificios, 694–698
control, 689–690
equipo, 686–689 mira de
nivelación, 693
diseño de carreteras, 698–703
control horizontal y vertical, 689–690 control de
máquinas, 709–710 errores en,
712 otros tipos, 703–
704 tuberías, replanteo de
pendientes, 692–694 fuentes de error, 711
uso de GNSS, 706–708
uso de escáneres láser,
710–711 uso de estaciones totales,
704–706
Unidades de educación continua (CEU), 17
Estación de Referencia de Operación Continua (CORS), 18, 383–384

Método del área de contorno, 791–793
Definición
de curvas de nivel, intervalo
471–473,
levantamiento cartográfico 514, 471–477
Contorneado,
métodos automatizados, 477–479
características de, 474
método de punto de control de localización, 475–477 método
directo de localización, 475 índice, 510
método
indirecto de localización, 475–477 métodos de
localización, 474–477 representación
gráfica de, 514–515 factor
de suavizado, 522
Contraste, 510
Barómetro
de control, 80 para
levantamientos cartográficos, 470–471
monumentación, 710
descripciones de puntos, 551–554
segmento, 332, 334
Estándares de
precisión de levantamientos de
control, 547–550 descripciones de puntos de
control, 551–554 postes terrestres convencionales,
532–534 desviación de la vertical, 536–538
nivelación diferencial, 530, 559–560
elipsoide y geoide, 530–532
procedimientos de campo para, 554–
564 posición geodésica, 534–536, 577–580
ondulación del geoide, 536–538
GNSS, 530
horizontales, 550–551, 554–559
sistema de coordenadas geodésicas locales, 580–581
Sistema Nacional de Referencia Espacial (NSRS), 550 Red
Nacional de Control Vertical, 551 redes, 559 red de
control horizontal
NSRS, 550–551 nivelación diferencial precisa, 530, 560
poligonal precisa, 556–558 reducción de
observaciones de campo, 564–577
cálculos de coordenadas tridimensionales, 581–584
triangulación, 555–556 trilateración, 558–559 marcos de referencia de
EE. UU., 538–547 vertical,
551, 559–564 levantamientos
convencionales de plano horizontal,
443–452 Polo Terrestre
Convencional (CTP), 338, 532–534 ángulo de convergencia,
597 Convergencia de meridianos, 239 ecuación para, 557–558
formato de datos de conversión,
853–855 ráster a vector, 855 cifras
significativas, 29 SPCS27 y
SPCS83, 621–
622 vector a ráster, 853–
855 Geometría de
coordenadas, 277–303
círculos, 278–280 problema de punto
inaccesible, 297–299
intersecciones, 282–289 líneas, 278–
280 distancias
perpendiculares, 280–282 resección
tridimensional de dos puntos,
299–302 resección
de tres puntos, 289–292 transformación,
292–297 ajuste de coordenadas, 258–260 área por, 313–317
levantamientos de límites, 641 áreas
finales por, 783–784 terreno,
810–811 curvas
horizontales, 731–738
sistema de
coordenadas geodésicas
locales, 580–581 trazado
manual, 512 métodos
para determinar el área, 324–325
sistemas de coordenadas de referencia, 337–345
sistemas de coordenadas del
plano de estado, 268–269 cálculos de coordenadas
tridimensionales, 581–584 Transformación de
coordenadas conforme tridimensional, 488–489
bidimensional, 292–297 Tiempo universal coordinado, 906

Machine Translated by Google

Esquinas
perdidas y borradas, marca
675, meandro
674, testigo 675,
674–675
CORPSCON, 622
Correcciones
arco a cuerda, 615
distancias medidas en tierra, 608 líneas,
666 segundo
término, 614
CORS, 18, 383–384
estaciones, 408
Matriz de covarianza, 431, 438–439, 441
Curva de cresta, 762
Miras, 86 errores
de nivelación, 123
pruebas, 97–98
Nivelación de sección transversal, 121–122
Método de sección transversal, 778–779
tipos de, 779–780
Secciones transversales
Sección de cinco niveles, 779,
780 Sección irregular, 779, 780
Sección de ladera, 779, 780
Tres niveles, 779, 780
Sección de transición, 779, 780
Pies cúbicos, 25, 777
Metro cúbico (m3), 25, 777
Yardas cúbicas, 25, 777
Características culturales,
467 Errores acumulativos,
47 Volúmenes acumulativos, 789–
790 Curvatura
nivelación diferencial, 110
Radios elipsoidales de, 534–536
Errores, 110
Nivelación, 76–78, 123
Curvatura y refracción, 76–78 Curvas.
Véase también Curvas circulares
Iluminación natural,
790 Servidumbre, 715–
716 HorizontalVer Curvas horizontales de
densidad normal, 53
verticales. Ver Curvas verticales
Líneas de corte, 271, 646
Cinta cortada, 137–
138 Hojas de ciclo, 362

D

Recopiladores de datos, 36–39
ventajas de, 42–43
desventaja de, 42–43 medición
electrónica de distancias (EDM), 148–149 gestión de archivos, 41–42
entrada manual en, 30
levantamientos
cartográficos, 490–493 transferencia
de archivos, 39–41
Archivos de datos, almacenamiento seguro de, 41–42
Conversiones de formato de datos, 853–855
Latencia de datos, 400
Procesamiento de datos, encuestas estáticas, 384–386
Fuentes de datos, SIG, 846
Datum, regional, 414
Decimales, 24
Decímetro (dm), 25
Declinación, cambio anual en, 181
Escrituras, 634
Oficina del Registro de Escrituras, 645
DEFLEC09, 537, 571
Esquinas definidas, 637 Ángulos
de deflexión, 209–211, 721–723 poligonales, 233–234
Desviación de la vertical,
536–538 Grados, 25 de curvas circulares, 716–718
de libertad, 458–
459 Densidad, curvas normales, 53
Desviaciones, 249–251 regla
de brújula (Bowditch), 252–255
coordenadas, ajuste, 258–260
cálculos de poligonales, 249–250 Descripciones, 33
levantamientos de tierras públicas, 678 Datos
descriptivos, 852 Diseño, cartografía, 508–510
Designación de
municipios, 668 Detalle, 479
Superficies desarrollables, 590
cono, 590 cilindro, 590 plano, 590
Desviación de la brújula. Brújula Desviación
de la vertical.
Ver Variaciones de la
Ver Desviación de la vertical
Diagramas, masa, 790
Diapositivos, 821
Diferencias, elevación, 218–219 Nivelación
diferencial, 79–80, 106–111
ajuste por mínimos cuadrados, 432–436 error de
colimación, 98–100 equipo utilizado
en, 85–100 bucles, 112, 457
Posicionamiento diferencial, 356–358

Machine Translated by Google

Rectificación diferencial, 826
Cámaras digitales, 33
Gestión de archivos de datos digitales, 41–42
Modelos digitales de elevación, 468, 477–479, 709, 778
Modelo digital de terreno, 477, 709
Procesamiento de imágenes digitales, 827
Niveles digitales, 85, 91–93
Gráficos de líneas digitales, 505
Modelo digital de terreno, 522
Digitalización
de fotografías aéreas, 857
coordenadas, área por, 326
materiales gráficos, 857–859
Dígitos, redondeando, 29–30. Véase también Números
Dilución de la precisión, 354–355
Dimensiones de matrices, 918
Problema geodésico directo, 577–578
Método de dirección, 206–207
Direcciones, 851
acimuts, 172–173, 174–175, 175–177 rumbos,
173–175, 177–179 ajustes finales,
261–263 a partir de latitudes y
desviaciones, 249–250 reducción de, 570–573

Problema de dirección-dirección, 282
Problema de dirección-distancia, 284
Dirección de giro, 169
Observaciones directas, 45–46
Discrepancias, 48
Dispersión, 51
Desplazamiento por refracción, 77
Ángulos de
distancia, relaciones, 203–204 angular, 169
retrospectiva, 98
distancia de doble
meridiano (DMD), 317–320 geodésica, 565–566 reducción
geodésica de, 565 de
marca a marca, 565, 567 perpendicular,
280–282 reducción de, 608–617

Intersección distancia-distancia, 287–289
Medición de distancia, 131–165 electrónica,
78, 148–165 previsión, 98
lineal, 131–132
lecturas de odómetro,
132 telémetros ópticos, 133
entrada de pasos, 132 barra
subtensa, 133
taquimetría, 133 entrada
de cinta, 133–148
Ecuación de observación de distancia, 445–447
Distancia raíz cuadrática media, 459
Círculo diurno, 902
Desplazamientos Doppler, 332
Picos de DOP, 373–374
Doble centrado, 214–215
Diferenciación doble, 348, 361
Distancia de doble meridiano (DMD), 317–320
Líneas de niveles de doble varilla, 111
Procedimientos de redacción, 507–508
Designadores de dibujo, 491
Perfiles de dibujo, 120–121
Receptores de doble frecuencia, 350
Deberes de un ayudante de barra, 105–106

mi

Tierra, 110
reducción de distancias en cuadrícula, 609–612
campo magnético y brújulas, 179–180 posición de los
polos, 172
Secciones de movimiento de tierras, 780
Curvas de servidumbre, 715
espirales, 715
Alargamiento oriental, 902
Excentricidad de los centros, 226
Energía electromagnética, 149–152
Espectro electromagnético, 820
Niveles digitales electrónicos, 91–93
Medición electrónica de distancia, 78, 148–165 errores en, 160–
165 errores instrumentales
en, 162–164 errores naturales en, 164–165
errores personales en, 161–162
principios en, 152–153 constante del
reflector, 162–163 modo sin
reflector, 157–158 constante de
medición del sistema, 163

Niveles láser electrónicos, 85–86
Elevación, 74, 536
diferencias, 218–219
modelos digitales de elevación (MDE), 477–479 factor, 609
nivelación,
métodos de determinación, 78–85
Elevación del instrumento arriba
dato, 82
Elipsoide, 9, 530–532
Clarke 1866, 531, 537
excentricidades, 532
factor de aplanamiento, 531
Sistema de Referencia Geodésica de 1980, 531 semiejes,
531
Sistema Geodésico Mundial de 1984, 531

Machine Translated by Google

Áreas finales
por coordenadas, determinación de 783–784, 781–784
Solapa final, 806
Cinta de ingeniero, 134
Efemérides, 351, 897, 898, 900
Tasa de época, 370
Propiedad de tangente igual de la parábola, 765–766
Ecuación de curva parabólica vertical de tangente igual, 759–761
Ecuaciones
de observación de ángulo, 448–450
observación de acimut, 447–448
observación de distancia, 445–447 curva parabólica vertical tangente igual, 759–761 linealización no lineal, 443–445 matriz, 430–432 desplazamiento de tangente, 761–765
curva parabólica vertical, 758–759
Ecuación del tiempo, 904
Levantamientos
de construcción de equipos, 686–689
desarrollo de, 7 para nivelación diferencial, 85–100 medición electrónica de distancias (EDM), 153–156 levantamientos hidrográficos, 493–495 cintas, 134–135 pruebas, 96–100

Superficies equipotenciales, 74
Errores, 45
área, 328
levantamientos de límites, 655
curvas circulares, 752
levantamientos de construcción, 711 curvatura, 110
elipses, 452–445
índices, 194, 212
nivelación, 122–124
cartografía, 526
levantamientos cartográficos, 497 de la media, 64–65
fotogrametría, 838 de un producto, 63–64
levantamientos de tierras públicas, 680 refracción, 110
residuos, 51 de series, 61–62 fuentes, 47
levantamientos estáticos (GNSS), 393–395
de sumas, 60–61
levantamientos cinemáticos del sistema GNSS, 418
cinta, 141–145
tres sigma, 58 trabajo de estación total, 222–228
levantamiento, 241
dos sigma, 58 tipos de, 47–48 curvas verticales, 773–774 volúmenes, 795
Fórmulas de error, aplicaciones de, 60, 61, 63
Conjuntos de datos digitales existentes, 759–760
Ampliación de los volúmenes de llenado, 789
Ángulos exteriores, 170
Levantamiento topográfico de exteriores, municipio 633, 667–668
Haz de medición externo, 154
Ocular, 87

F
Factores
combinados, 611
elevación, 609
cuadrícula, 611 escala, 591 Father Point, 76, 542
líneas de falla. Ver Breaklines
Comisión Federal de Comunicaciones, 411 Subcomité Federal de Control Geodésico, 112, 238, 379, 387, 547 Comité Federal de Datos Geográficos, 506, 862 Federación Internacional de Geométricos. Ver Federación Internacional de Agrimensores Cintas de fibra de vidrio, 135 Marcas fiduciales, 802 Libros de campo, tipos de, 32–33 Notas de campo, 30–31
Disposiciones de, 33–34
Recolectores de datos, 36–39
Borrados en, 31–32
Requisitos generales de, 31–32 Curvas horizontales, 725–726 Formularios de notas, 888–894
Nivelación de perfil, 119
Registro, 35–36
Sugerencias para el registro, 35–36 Nivelación de tres hilos, 116 Poligonación, 237–238 Tipos de, 33
Sistemas de campo a acabado, 41, 149 Procedimientos de campo para levantamientos de control, 554–555
para nivelación de perfil, 118–120

Machine Translated by Google

Gestión
de archivos, 41–42
transferencias desde recolectores de datos, 39–41
Volumen de llenado, 789
Sección de cinco niveles, 779
Mediciones de referencia fijas, 388–390
Problemas de
trazado de puntos fijos, 145–146
curvas verticales, pasando por, 770–771
Líneas de vuelo, 806
Planificación de vuelos, 828–830
Altura de vuelo, 813–814
Distancia focal, 87, 801, 806–807
Plano focal, 802
Previsión, 79, 118
distancias, 98
Fórmulas, curvas circulares, 718–719
Encargado de la cinta delantera, 136, 137
Secciones fraccionarias, 672
Frecuencia, 51
portadora, 335
polígonos, 53
referencia, 152
Estación completa, 117

GRAMO

Gal, 574
Sistema Galileo, 363
Gauss, Karl, 67
Proyección cartográfica de Gauss-Krüger, 590
Oficina General de Tierras, 15, 660, 671
Leyes generales de probabilidad, 55
Sistema de coordenadas geocéntricas, 337, 338–339
cálculo a partir de coordenadas geodésicas, 339–343 polo terrestre
convencional, 532–534
Coordenadas geodésicas, 337, 339–345 cálculo a
partir de coordenadas geocéntricas, 339–343 altura, 343–345 latitud, 339
longitud, 339

Altura geodésica, 343
Meridiano geodésico, 172
Cálculos de posición geodésica, 577–580
Problema geodésico
directo, 577–578
inverso, 578–580
Radios geodésicos, 534–536 en
cualquier acimut, 535
meridiano, 534
normal, 535
Reducciones geodésicas, 564–577
Sistema de Referencia Geodésica de 1980. Ver GRS80
Levantamientos geodésicos, 9–
10 estándares de precisión, 547–550
redes, 231
poligonales precisos, 556–558
triangulación, 555–556 Base de
datos de coordenadas geográficas, 680 Sistemas de
información geográfica (SIG), 14–15, 525–526, 843–869 aplicaciones,
867 levantamientos de
límites, 655 bases de
datos, creación, 856–861
conversiones de formato de datos, 853–
855 fuentes y clasificaciones de datos, 846
Sistema de información territorial (LIS), 846
cartografía, 525–526 metadatos, 862 datos no
espaciales, 852 Geoide,
74 modelos para,
344, 411 ondulación, 343,
536–538
GEOID09, 344, 411 alturas
geoidales, 559 Geomática, 3–4

definición de, 1
Rangos geométricos, 346
Coordenada
geométrica. Ver Geometría de coordenadas de
los satélites observados, 353–355 Unidad
geopotencial, 574–575 Estándares de
precisión de posicionamiento geoespacial, 506
Gigahercios (GHz), 149
Funciones analíticas SIG, 862–867 operaciones
de límites, 864 creación de zonas de
influencia lineales, 863
operaciones lógicas, 866
superposición, 864
creación de zonas de influencia
puntuales, 862–863 creación de
zonas de influencia poligonales, 863
análisis de proximidad, 862–863 uniones espaciales, 864–866
Aplicaciones SIG, 867
Áreas de
datos SIG,
847 conversiones de formato, 853–855 a
partir de fotografías aéreas, 857
a partir de datos digitales existentes, 859–860 a
partir de estudios de campo, 856–857 a
partir de materiales gráficos, 857–859 a partir
de entrada de teclado, 859 a partir
de escáneres, 860

Machine Translated by Google

Datos SIG (Continuación)
celdas de
cuadrícula,
848 líneas, 847
metadatos, 862 no
espaciales,
852 puntos, 847 formato
ráster, 849–851
espacial, 846–852
topología, 851–852 formato
vectorial, 848–849 base de datos SIG,
14, 679, 856–861 Sistemas globales de navegación por satélite
(GNSS), 132, 331–365 Sistema de posicionamiento global. Ver GPS
Punto de referencia
de antena (ARP) de antena GNSS, 352 datos
de calibración NGS, 353
desplazamientos del centro de
fase, 353 altura
inclinada, 352 vectores de línea base GNSS, ajuste de,
437–442 inicialización GNSS, 402–
403 intercambio de antena,
402 método de línea base conocida,
402 sobre la marcha (OTF),
402 receptor GNSS, 10, 331, 368, 403, 483–484
levantamientos GNSS, 331–
418 análisis de líneas base fijas, 388–390
análisis de cierres de bucle, 390–392
análisis de líneas base repetidas, 390
estación base, 356
ajuste de red de línea base, 392
restricciones de dosel, 372
desarrollo de un esquema de observación, 378–382
picos DOP, 373–374
factores que afectan la precisión, 400
estática rápida método, 371, 380
especificaciones FGCS, 379, 387–388
procedimientos de campo, 369–
372 reconocimiento de campo, 377–
378 método cinemático, 358–359, 371–372, 399–418
ventanas de observación, 372
diagramas de obstrucción, 375
planificación, 372–384
cinemático posprocesado (PPK), 405 método
pseudocinemático, 371 método
estático rápido, 371 RTK, 399,
404, 413–414 selección de
un procedimiento de campo, 369
diagrama del
cielo, 374 posicionamiento
estático, 371 levantamientos estáticos, 367–395
Códigos GOLD, 335
Gons, 169, 193, 884
definición de, 25
GPS, 7, 331–336
anti-suplantación, 335
estación base, 356
mensaje de difusión, 334
Código C/A, 335
mediciones de desplazamiento de fase de portadora, 345,
347–348 rango de código, 345,
346–347 segmento de control,
332, 334 diferencial, 356–358
Factores DOP, 354
efemérides, 898
frecuencia fundamental, 335
fundamentos en posicionamiento, 345–348
rangos geométricos, 346
palabra de transferencia,
336 inicialización, 402–403
introducción a, 331–332
refracción ionosférica, 349
estudios cinemáticos, 399–418
Señal L1, 335
Señal L2, 335, 350
Señal L5, 354, 364
Códigos M,
segmento de control maestro 335,
estaciones de monitoreo 334,
errores de rutas múltiples 334, 351, 394
Código P, 335
PDOP, 354, 405
PPK, 399, 405
servicio de posicionamiento preciso, 334
Códigos PRN, 335, 336
pseudorango, 347, 379, 394
espectro radioeléctrico,
407 rangos,
332 errores de refracción, 348–
350 posicionamiento relativo, 359–
362 estaciones repetidoras, 407–408, 412
RTK, 357–358, 399
desviación del reloj del satélite,
348, 360 geometría del satélite,
350, 353 sistema de coordenadas de referencia del
satélite, 337–338 número de vehículo del
satélite (SVN), 333 disponibilidad
selectiva, 355
señales, 325–336 actividad
solar, 394, 401 segmento
espacial, 332 servicio de posicionamiento
estándar, 334 estudios estáticos, 367–395

Machine Translated by Google

método de parada y arranque, 484
registros de desplazamiento con retroalimentación
pulsada, 335 tiempo de la semana
(TOW), 336 error de rango equivalente del usuario, 354
Código W, 335
Código Y, 335
Grad, definición de, 169
Niveles
de construcción de levantamientos
topográficos, 685 control de máquinas, curvas
verticales, 767 tuberías, replanteo,
692–694 tasa
de, 121
varilla, 693
estacas, 699 curvas verticales, 758
Gradiente, 121
Beneficiario, 636
Otorgante, 636
Círculo máximo, 899
Ángulo horario de Greenwich (GHA), 339, 902
Factor de cuadrícula, 611
Nivelación de cuadrícula, 121
Reducción de distancias en cuadrícula, 609–612
Celdas
de cuadrícula como datos
espaciales, 848
meridiano, 172 método,
475–477 reducción de acimuts y ángulos, 612–617
coordenadas del plano estatal, 608–617
perspectiva tridimensional, 522
Control terrestre para fotogrametría, 827–828
Plano de tierra, 352
Correcciones de distancia medidas en terreno, 608
Estudios de campo, 12
Índice de refracción del grupo, 150
Refracción de grupo, 150
GRS80, 531, 537, 539
Guía de meridianos, 666–667
Cadena de Gunter, 662–663

H

Rayas en el mapeo, 468 Medias marcas,
819 Niveles de mano,
uso de, 85–86 Palabra sobre la mano
(CÓMO), 336 Armonía, 510 HARN.
Ver Redes de referencia de alta precisión HDOP.
Ver Dilución horizontal de precisión Hectáreas,
definición de, 25 Altura, ortométrica,
343 Altura del instrumento, 79,
82, 240, 705, 882
Transformación de Helmert, 543
Hertz (Hz), 149
Redes de referencia de alta precisión (HARN), 383,
540
Levantamiento topográfico de alta definición,
486 Punto más alto en curvas verticales, 761
Trazado de carreteras, estaciones completas,
698 Levantamientos de
carreteras punto de intersección, 698
puntos en tangente, 698
Histograma, 51, 53 Cierre
erróneo del horizonte, 208 Ángulos
horizontales, 23 por método de
dirección, 206–207 resección de tres puntos,
289–292 instrumentos de estación total, 204–
206 Círculos horizontales, 193 Control horizontal,
jerarquía de, 550–551
Levantamientos de control horizontal, 529, 554–559 Curvas
horizontales, 715–716.
Véase también Curvas circulares
como alineaciones circulares construidas, 749–
752 cuerdas y ángulos, cálculo, 723–725 fórmulas
de curvas circulares, 718–719 estaciones
de curvas circulares, 720–721 compuesto e
inverso, 743 coordenadas, 731–738
grado de curvas circulares,
716–718 notas de campo, 725–726 diseño
por ángulos de deflexión,
721–723 métrica, 728–730 desplazamientos,
739–741
configuraciones en
curva, 727–728 distancia de
visión, 743–744 espirales,
744–749 replanteo,
738 Dilución
horizontal de precisión (HDOP), 354–355 Línea horizontal, 74 Plano
horizontal, 74 Estaciones
horizontales, 458–460
Posicionamiento horizontal
dependiente del tiempo (HTDP), 384, 543, 583 Método del ángulo
horario,
906–908 Círculo horario, 902
Posicionamiento
Ver horizontal dependiente del tiempo (HTDP)

Hubs, 232. Véase también Relojes máser
de hidrógeno que atraviesan el agua,
333 Cartografía hidrográfica, 497
Levantamientos hidrográficos, 493–497
Sondas acústicas, 494
Líneas de plomo, 494

Machine Translated by Google

Levantamientos hidrográficos (continuación)
poste de sondeo, 493
sondeos, 493
I
Identificadores,
848 comunes, 852
Matriz identidad, 921
Problema del punto inaccesible, 297–299
Ángulo de inclinación, 339
Línea de inclinación, 339
Contornos de índice, 510
Errores
de índices, 194,
212 cuadernos de
campo, 34 de refracción, 150
Error de indexación, 194
Índice de refracción, 150
Índices, 918
Método indirecto, 475–477
Observaciones indirectas, 45–46
Sistemas de topografía inercial, 529
Punto inicial, 643–644
Inicialización en el estudio cinemático, 402–403
Posición instantánea del polo, 533–534
Errores instrumentales, 47, 122–123, 141, 162, 234, 393
Medición electrónica de distancias (EDM), 162–164 nivelación,
122–123
levantamientos estáticos,
393–394
cintas, 141 instrumentos de estación total,
222–226 ambigüedad de enteros, Ver Ambigüedades, intención
entera
de parcelas, 637
de las partes, 642
Intersecciones, pendientes, 784–786
Ángulos interiores, poligonal, 233
Áreas interiores como datos espaciales, 847
Vistas intermedias, 119
Servicio Internacional de Rotación Terrestre, 533
Federación Internacional de Agrimensores, 1, 18
Sistema Internacional de Unidades, 25–27
Marco de Referencia Terrestre Internacional, 533, 541
Internet, encuestas sobre el, 18–19
Interpolación, errores de medición, 145
Fotogrametría interpretativa, 799
Levantamientos
hidrográficos de intersección,
496 de una línea con un círculo, 284–
287 de dos círculos, 287–
289 de dos líneas con direcciones conocidas, 282–284
punto vertical de intersección (VIP), 759
Estaciones de intersección, 556
Clases de
intervalos,
53 contornos,
514 factor de intervalo de estadios, 116
Cintas de invar, 134
Problema geodésico inverso, 578–580
Matriz inversa, 921–922
Problema inverso, 599–601
Ionosfera, 348, 349
Sección irregular, 779
Variación irregular, 183
Carta isogónica, 181
Línea isogónica, 181

J
Personal de Jacob, 179
Jefferson, Thomas, 26
Mecanismo de avance lento/desplazamiento, 197
Derechos de los menores, 640

K
Kilohertz (kHz), 149
Kilómetro (km), 25
Métodos de levantamiento cinemático
modo semicinemático, 405
modo de parada y arranque,
405 modo cinemático verdadero, 405
Precisión de los
levantamientos
cinemáticos, 400
errores en, 418 métodos
utilizados, 405–408
errores en, 418 planificación de, 400–402

L
Proyección cónica conforme de Lambert, 593–
594
meridiano central, 593
funciones comunes en, 596
problema directo, 596
problema inverso, 596
cambios de escala en,
593 factor de escala, 591
SPCS83, computación, 596–601
paralelos estándar, 666
usando el método tabular, 598
constantes de zona, 596–597
Tierras, 659
partición, 646–647 títulos,
647–648

Machine Translated by Google

Sistema de Información Territorial (LIS), 14, 25, 655, 679, 846

Satélites Landsat, 834, 835
Levantamientos topográficos,
11–12 categorías de, 634–635
Sistema de tenencia de la tierra, 633
Mapas a gran escala, 468, 469, 507, 800
Grandes errores, 55
El láser se desploma, 198
Escáner láser, resolución de 485–488
Latitud, 249–250
Regla de la brújula (Bowditch), 252–255
coordenadas, ajuste, 258–260 cálculos de
poligonales, 249–250
Líneas latitudinales (municipales), 667–668
Ley de los cosenos, 278
Ley de los senos, 278
Mínimos cuadrados, 47, 255
ajuste de vectores de línea base GNSS, 437–442 ajuste
de datos de levantamiento de plano horizontal, 443–
456
ecuación de observación de ángulo, 448–450
ecuación de observación de acimut, 447–448
levantamientos de plano horizontal convencionales, 443–
452 matriz de covarianza, 438,
439 ajuste de nivelación diferencial, 106–111
elipses de error, 452–456
condición fundamental de, 423–424
ecuación de observación de distancia horizontal, 300
circuitos de nivelación, 432–
436 métodos matriciales, 428–
432 medidas de precisión, 458–460
ajuste mínimamente restringido, 457 método de
ecuación de observación, 424–428 ajuste de
poligonal, 255 matriz de peso,
438, 441 Ajustes de mínimos
cuadrados. Ver Mínimos cuadrados
Regla del pulgar izquierdo, 104, 875
Leyendas, 516
Legibilidad de las notas de campo, 31
Longitud, 23
ajustes finales, 261–263 cinta, lectura,
137–138 cálculos de poligonales,
269 poligonales, 234–235 Longitudes
de líneas, a partir de
latitudes y desviaciones, 250 Vara de nivel Lenker, 96 Lente, 801
Cartografía de letras, 515–
516 Línea de
nivel, 74 Varas de nivel, 94–96

Niveles
de ajuste de error de colimación, 98
ajuste de, 96 tipo
automático, 90–91
categorías de, 85
tipo digital, 91–93
acodado, 874–875
tipo manual, 135
manejo de, 199–200
láser, 85, 688
prueba de, 96
tipo basculante, 89–
90 en Y, 875
Superficie nivelada, 74
Ajuste de
nivelación de, 75–76 cierre
admisible en, 113 barométrico, 80–81
cantera, 121–125
circuitos, mínimos cuadrados,
432–436 sección transversal, 121–122
errores de curvatura y refracción,
83, 110 definiciones, 73–75 diferencial, 79–80 bucles de
nivelación diferencial,
457 líneas de doble
varilla, 111 niveles de madera, 874–875
deberes de un operador de varilla,
105–106 elevación, métodos de
determinación, 78–85 equipo para diferencial,
85–86 errores, 122–124 procedimientos de campo, 103–
127 cuadrícula, 121–125 cierre erróneo de
bucle, 111 menos
vista, 79 errores en, 124–125 redes,
562

Datum vertical norteamericano, 75–76, 541–542 notas en, 111, 126
alturas ortométricas,
573–577 precisión en, 112–113 perfil,
117 recíproco, 114–115
refracción, 76–
78 ajuste de niveles, 103–
104 cierre incorrecto de
sección, 111 fuentes de errores en,
122–124 disposición de tres
tornillos, 90 tres alambres, 115–116
trigonométrico, 81–85 pesos en, teoría y
métodos, 73

Machine Translated by Google

Ajuste del
nivel del vial de,
97 eje de,
97 burbuja circular, 87
tipo coincidencia, 89
errores causados por variación de temperatura, 142
radio de, 87, 88
sensibilidad de, 88
tipo de tubo, 89
Detección y medición de luz (LIDAR), 830
Línea
de ápsides, 337
amortiguación,
863 ecuación para, 786
Linealización de una ecuación no lineal, 443
Error de cierre lineal, 251–252
Medición lineal, 131–132
Línea de visión, 86
ajuste de, 98 errores
de nivelación, 122
distancia mínima al suelo en, 113 pruebas, 98–
100 instrumentos
de estación total, 192
Líneas
agónicas, 181
acimuts, 172
rumbos, 173–174
círculos, intersecciones, 284–287
geometría de coordenadas, 278–280
corte, 271, 646
dirección de (ángulos), 171–172
doble varilla, 111 vuelo,
806
intersecciones, 282–284
isogónicas, 181
latitudinal (municipio), 667–668
meridional (rango), 667–668
desplazamientos desde,
482–483 puntos a, distancias perpendiculares, 280–
282 levantamientos de tierras
públicas, 666 referencia, estacado,
117–118 como datos
espaciales, 846–847 recto, prolongando, 214–216
Pantalla de cristal líquido, 192
Atracción local, 184–185
Sistema de coordenadas geodésicas local, 580–581
Ángulo horario local, 902
Localización, 414
Operaciones lógicas, 866
Longitud, 525
definición de, 534
Cierre erróneo del bucle, 111
Cierres
de bucles, 390–392
nivelación diferencial, 111, 457
Cinta de Lovar, 134
Culminación inferior, 902
Punto más bajo en curvas verticales, 761

METRO

Control de máquinas, 414–417
usando GNSS, 416
usando estaciones totales, 416–417
Software de declinación
magnética para calcular, 183–184
problemas típicos en, 185–186
variaciones en, 181–183
Campo magnético, atracción local, 184–185
Mantenimiento, equipos de encintado, 135
Gestión de archivos, 41–42
Manual de Instrucciones de topografía, 660, 661
Métodos
automatizados para la elaboración de
mapas, 519–525
claridad, 508–
509 contraste, 510 escalas
gráficas, 518
armonía, 510 en CADD, 512–513,
519–525 flecha meridiana,
518 errores en, 526
orden, 509
bloque de título,
518 unidad, 510
Cartografía, 503–504
estándares de precisión para, 505–506
sistemas de cartografía láser aerotransportados, 830–
831 ángulo,
597 automatizado, 519–
525 disponibilidad de mapas,
504 elementos cartográficos, 516–519
estándar de precisión de mapas circulares (CMAS), 459 dibujo
y diseño asistidos por computadora (CADD), 507–508, 519–
525 intervalos de
curvas de nivel, 514 diseño,
508–510
procedimientos de dibujo, 507–508
errores, 526
Sistemas de Información Geográfica (SIG), 525–526 diseño, 510–
512 rotulación, 515–
516 procedimientos
manuales, 507–508 errores, 526 móvil,
861 trazado de
curvas de nivel,
514

Machine Translated by Google

procedimientos de trazado, 512–513
proyecciones, 590–591, 623–628
Thematic Mapper (TM), 834 tipos
de, 467
agencias gubernamentales de EE. UU.,
15–16 Levantamientos
cartográficos,
467–498 aéreos, 468 sistemas automatizados de
contorneado, 477–479
curvas de nivel, 471–
473 control, 470–471
recolectores de datos, 490–493 modelos digitales de
elevación (MDE), 477–479 modelos digitales
de terreno
(MDT), 477 campo,
468 método de
cuadrícula, 477 hidrográficos,
497 escáneres
láser, 485–
488 métodos, 468 móviles, 487 desplazamientos
de líneas de referencia, 482–483
radiación por
estación total, 495 escala, 468–470 transformación
de coordenadas conformes
tridimensionales, 488–489 detalles topográficos,
localización, 479–488 uso
de GNSS, 483–485
Proyecciones cartográficas proyección
Gauss-Krüger, 590 cónica conforme de
Lambert, 593–594 Mercator
oblicua, 626 estereográfica oblicua,
623–626 sistema de coordenadas planas
estatales, 595–596 Mercator
transversal, 594–595 Mercator transversal universal,
505,
622–623 Estándares de precisión
de mapas, 505–506 elementos
cartográficos, 516–
519 curvas de nivel, 514–515 características
culturales, 467, 504,
505, 508 diseño de,
508–510 ampliaciones, 469 a
gran escala, 468, 469,
507 diseño de,
510–512 leyendas,
516 rotulación,
515–516
superposición, 525
planimétrico,
467 trazado de,
512 relieve, 468 escala,
468–470 cotas puntuales, 472 topográfico, 467
Escalas de los mapas, 468, 469
Marcado, 213–214
esquinas, 674
errores de cinta, 145
Distancia entre marcas, 565
Diagramas de masas, 790
Hojas de trabajo de Mathcad, 911
como ayuda para el aprendizaje, 912
Matriz, 917–921
suma de, 919 álgebra,
917 coeficiente
de, 918 constantes, 918
definición de, 917–
918 elementos diagonales,
918 diagonal de, 918 identidad,
921 índices, 918
inverso, 921–
922
multiplicación, 919–
921 cuadrado, 918 transpuesta
de, 919
desconocido, 919

Nivel medio de agua alta, 75
Nivel medio de marea alta más alto, 75
Nivel medio bajo del agua, 75
Nivel medio de agua baja, 75
Nivel medio del mar, 74
Hora solar media, 904
Meander Corner, 675
Cuerpos de agua sinuosos, 664, 665
Medidas
ángulos, 169–171, 203–228 área,
309–310
desplazamiento de fase de portadora,
347–348 medición electrónica de distancia (EDM), 78, 131, 148–149,
152–153 de paralaje,
819–820 tipos de, 23
unidades de,
23–25 distancias
verticales, 48 volúmenes,
777–778 descarga de
agua, 793–794
Medidas de precisión, 55–57, 458–459
Estereoplotters de proyección mecánica, 827
Megahercios (MHz), 149
Meridianos, 171
flechas, 518
supuestas, 172
astronómicas, 172
acimuts, 172–173
rumbos, 173–174

Machine Translated by Google

Megahercios (MHz) (Continuación)
central, 172
escritura,
172 geodésico,
172
cuadrícula, 172
magnético, 172 registro, 172
Líneas meridionales (de rango), 667–668
Metadatos, 862

Conversión de medidor
de, 25 definición de, 26, 541
Límites y medidas, 636–639
Métodos
método de ecuación de condición, 424
punto de control, 474, 778–779
cuadrados de coordenadas,
482 secciones transversales,
778–779 direccional, 206–
207 mínimos
cuadrados, 255 métodos matriciales en ajuste de mínimos
cuadrados, 428–430 ecuación de
observación, 424–
425 repetición, 206
contorno de traza, 474
ensayo y error, 321–323 medición de volumen, 777
Fotogrametría métrica, 799
Curvas circulares métricas, 728–730
Sistema métrico, 23
curvas horizontales, 728–730
Microclima, 142
Micrómetros, 150, 884
Microprocesadores, 149
instrumentos de estación total, 198
Milímetro (mm), 25
Miles, definición de, 25
Ajuste mínimamente restringido, 457
Visión negativa, 79
Minutos, 26
Bucle de cierre
erróneo,
sección 111, 111
Errores, 46
Cartografía móvil, 861
Modelos
modelos digitales de elevación (MDE), 468, 477–479
modelo digital de terreno (MDT), 477
perspectiva tridimensional, 468 red irregular
triangulada (TIN), 520
Modelo Magnético Mundial, 183
Modos
cinemáticos de postprocesamiento (PPK),
399 cinemáticos en tiempo real (RTK),
399 instrumentos de estación total,
193 seguimiento, 157
Modulación, 154
Monumentos, 642
Valor más probable, 50, 51
Error de rutas múltiples, 350, 351
Múltiples círculos, intersecciones, 287–289
Multiplicación de matrices, 919–921

norte

NAD27 y NAD83, en coordenadas del plano estatal, 595–596

NADCON, 622
Red Nacional CORS, 383
Servicio Geodésico Nacional, 15, 76, 172, 268, 383, 408, 550
Datum Vertical Geodésico Nacional de 1929, 541
Centro Nacional de Datos Geofísicos, 184
Instituto Nacional de Estándares y Tecnología, 141, 905

Normas nacionales de precisión cartográfica, 505, 514
Administración Nacional Oceánica y Atmosférica, 401, 859

Sistema Nacional de Referencia Espacial, 550
Red nacional de control vertical, 551
Servicio Meteorológico Nacional, 164
Errores naturales, 47
Medición electrónica de distancias (EDM), 164–165 nivelación, 123–
124 levantamientos
estáticos (GNSS), 394 cintas, 141
instrumentos
de estación total, 226 accidentes
geográficos naturales, 467
Sistema de posicionamiento global (GPS) de sincronización y localización por satélite de navegación.
Ver
Fotografías GPS casi verticales, 804
Anidamiento, 851
Red, 113 control
horizontal, 538 nivelación,
562 redes
irregulares trianguladas (TIN), 778 datos de calibración de antena NGS, 387 Centro Nacional de
Datos Geofísicos (NGDC) de la NOAA, 184 Centro de Predicción del
Clima Espacial de la NOAA, 401 Nodos, 851 Longitud nominal de la
cinta, 142 Ecuaciones no
lineales, linealización, 443–445 Datos no espaciales,
SIG, 852

Machine Translated by Google

Curva de distribución normal, 53
Ecuaciones normales, 424, 919
Datum norteamericano de 1927, 539 Datum
norteamericano de 1983, 539 Datum vertical
norteamericano de 1988, 542 Polo celeste norte, 899
Formularios de notas, 888–894
Notas de campo Notas.
Ver
Red de control horizontal NSRS, 550–551 Números
redondeados,
29–30 transposición de,
46 puntos de inflexión
(TP), 110 Nutación, 532

O

Lente objetivo, 86
Proyección de Mercator oblicua, 626 Proyección
estereográfica oblicua, 623–626 parámetros de definición, 624
Triángulo oblicuo, 278 Esquina
obliterada, 675–678
Observaciones astronómicas, 895–896.
ajuste condicional
de observaciones de, 65 ecuación Véase también Astronómico
de observación de
distancia, 445–447 ajuste de mínimos
cuadrados, 67–68 mediciones de precisión, 55–57
ocurrencia de errores aleatorios, 51–55
redundante, 50 acimuts solares de, 909–910
fuentes de errores, 47 tipos de, 45–46 pesos de, 66–
67 ventanas, 372
Diagramas de obstrucción, 375 Administración
de Seguridad y Salud
Ocupacional (OSHA),
13 Ocurrencia de errores
aleatorios, 51–55
Lecturas del odómetro, 132 Fuera de
línea, errores de cinta, 144 Área de desplazamientos, 311–313 curvas
horizontales, 739–
741 líneas, 12 de una línea de referencia, 482–483
ecuación de desplazamiento
tangente, 761–765 Servicio de usuario
de
posicionamiento en
línea (OPUS), 377 Sobre la marcha
(OTF)
Resolución de ambigüedades, 402 Recorrido
abierto, 231, 265–267
Plomada óptica, 195, 197, 198 ajuste de,
221, 222 Telémetros ópticos,
133 Teodolitos de lectura óptica,
877 OPUS.
Ver Orden de servicio de usuario de
posicionamiento
en línea, 509 encuestas originales, 11,
634–635 corrección ortométrica, 575
altura ortométrica. Ver Ortofotos de
elevación, 826–827 OSHA.
Véase Administración de Seguridad y Salud Ocupacional
(OSHA).
OTF. Ver Esquemas de inicialización
GNSS, levantamientos topográficos de terrenos
públicos, 671 Superposición de mapas, 864–866

PAG

Ritmo, 132
Verificación de página, 111, 120
Propiedad
de tangente igual de la parábola de, ecuaciones
765–766, 758–759
Ángulos paralácticos, 817, 818
Paralaje, 124
ajustes, 97 errores
de nivelación, 124
mediciones de, 819–820
Paralelogramo, 323
Micrómetro de placas paralelas, 91
Pruebas de libertad condicional, 634
Partición de tierras, 321–325 por
coordenadas, 324–325 por cifras
simples, 323–324 método de
ensayo y error, 321–323
Pasajero, 132
Prisma pentagonal, 483
Porcentaje de errores, 58–60
Porcentaje de calificación, 121
Perigeo, 337
Identificador permanente (PID), 554
Distancia perpendicular desde el punto a la línea, 282
Ángulo de fase, 151, 152
Desfase del centro de fase, 353
Cambio de fase, 153
Barra de Filadelfia, 94, 95
Detectores de luz, 196
Fotogrametría, 12, 799–839 cámaras
aéreas, 801–803 sistemas de
mapeo láser aerotransportados, 830–831 analítico, 820–
821 planificación de
vuelo, 828–830

Machine Translated by Google

Fotogrametría (continuación) altura de
vuelo, 813–814 control terrestre
para, 827–828 coordenadas terrestres,
795–797 interpretativo, 799
levantamientos
cartográficos, 470 ortofotos,
826–827 desplazamiento del
relieve, 811–813 teledetección, 831–
837 escala de fotografías
verticales, 806–809 paralaje estereoscópico, 814–817
instrumentos de trazado estereoscópico,
821–826 visualización estereoscópica, 817–819 tipos de
fotografías aéreas, 803–804 usos de, 800–
801 fotografías aéreas verticales, 804–806

Interpretación fotográfica, 799
Fotografías
aéreas, 325
terrestres, 12 tipos
de aéreas, 803–804 aéreas
verticales, 804–806
Niveles de
oleoductos, replanteo, 692–694
replanteo, 691–692
Píxeles, 803
como datos espaciales, 847
Planímetros, 326–327
Mapa planimétrico, 467
Planificación
del vuelo, 828–830
estudios cinemáticos, 400–402
Frasco a nivel de placa, 220–221
Gráficos de nivelación de perfil, 120–121
Trazado
de contornos, instrumentos
estereoscópicos, procedimientos de mapeo,
514–515, 821–826
PLSS, 634
precisión de, 678 línea
base, 665–666 árboles
de apoyo, 674 esquina
de cierre, 666 marcas de
esquina, 674 líneas de
corrección, 666 descripciones,
678–679 secciones
fraccionarias, 672
Base de datos de coordenadas geográficas, 680
meridianos guía, 666–667 punto
inicial, 663–664 esquina
perdida, 675–678
esquina de meandro, 675
errores, 680
esquina obliterada, 675–678 meridiano
principal, 664–665 cuadrángulos, 664,
667 líneas de rango, 667–668
rangos, 668 fuentes de
errores, 680
esquina estándar, 666
paralelos estándar, 666
subdivisión de cuadrángulo,
668–669 subdivisión de secciones, 671 subdivisión
de municipios, 670–671 llamadas
topográficas, 678 líneas de municipio, 667–668
esquina testigo, 674–675

Plomada, uso de, 135
Niveles de
varilla de plomada,
105 errores de cinta, 144–145
Además, mira, 79
Almacenamiento en búfer de puntos, 862–863
Nube de puntos, 486
Punto de inicio (POB), 636, 637
Punto de inicio (POC), 636, 637
Puntos
correspondientes al principal, 815
alto/bajo en curvas verticales, 761
problema de punto inaccesible, 297–299 a
una línea, distancias perpendiculares, 280–282
referencia, 236
como datos espaciales, 847
Distancia polar, 903
Observación de Polaris, 239
computación, 906–908
Proyección estereográfica polar, 624
Polígonos, 170, 851
búfer, 863
frecuencia, 53
Dilución posicional de la precisión (PDOP), 354, 355

Errores positivos, 55
Cinemática posterior al procesamiento (PPK),
399 encuestas, 405, 406, 408, 409
Ubicación práctica, 635–636
Codificación de precedencia, 854
Precesión, 532
Código preciso, 335
Efemérides precisas, 351, 387
Nivelación precisa, 910
Recorrido preciso, 556–558

Machine Translated by Google

Precisión, 48–49
de cantidades ajustadas, 430–432
definición de, 48
nivelación, 112–113
ecuaciones matriciales, 430–
432 medidas de, 55–57, 458–460
relativo, 251–252
Preferencias, notas de campo, 33–34
Meridiano principal, 664–665
Punto principal, 802
Principio de reversión, 214, 215
Fórmula prismática, 786–788
Probabilidad, 49–50
leyes generales de, 55
Error probable, 58
Ingeniero profesional (PE), 17
Agrimensor profesional (PLS), 17
Organizaciones profesionales, 17–18
Cualificaciones profesionales, 16–17
Perfil, uso de, 120–121, 778
Nivelación de perfil, 117–121
Procedimientos de campo en, 118–
120 Miras intermedias, 118, 119–120
Proyecciones
estereográfica ecuatorial, 624
Cónica conforme de Lambert, 593–594
Mapa, 623–628
Mercator oblicua, 623, 626
Estereográfica oblicua, 623–626
Estereográfica polar, 624
Coordenadas planas estatales, 590–593
Mercator transversal, 594–595
Prolongación de una línea, 214–
216 Propagación de energía electromagnética,
149–152
Propagación de errores, 436–437
Propagación de errores aleatorios, 60, 228
Propiedades de los tránsitos,
881 Descripciones de
propiedades por sistema de manzanas y
lotes, 639–640 por
coordenadas, 641 por linderos y
medidas, 636–639 Proporción, cálculo de curva
vertical, 766 Análisis de proximidad,
862–863 Levantamientos
pseudocinemáticos, 371 Ruido
pseudoaleatorio, 333, 335
Pseudodistancia, 347, 379, 394 Correcciones
de pseudodistancia, 356, 358, 359 Sistema de Levantamiento de Tierras Públicas (PLSS).
Teorema de Pitágoras, 140–141
Triángulo PZS, 903, 904

Q
Cuadrángulos, 664, 667
subdivisión de, 668–669
Ecuación cuadrática, 278, 284, 286, 287

R
Recorrido radial, 240–241
Radián, definición de, 25

Levantamientos hidrográficos por
radiación, 495 por estación total, 479–481
Radiómetros, 831
Comisión Técnica de Radio para Asuntos Marítimos
Servicios Special Committee 104 (RTCM SC-104),
357 Radio en la
vertical principal, 340 Errores aleatorios,
47 ocurrencia de, 51–
55 propagación de, 228
Poligonal aleatoria, 217
Rangos diurnos, 80

geométricos,
346 polos, 135
Efemérides
rápidas, 351
Posicionamiento relativo estático rápido, 371
Levantamiento estático
rápido, 371 Formatos ráster,
848–851 Conversión de ráster a vector,
855 Tasa de pendiente,
121 Relación,
468
Errores de nivelación
de lectura, 124
odómetros,
132 varillas, 107
cintas, 137–138 Levantamientos cinemáticos en tiempo real.
Redes en tiempo real, 412–413
Operador de cinta trasero, 136, 137,
138 Nivelación recíproca, 113–114
Grabación
de notas de campo,
35–36 Distancia de la
cinta, 138 Coordenadas rectangulares,
255–256 Rectificación,
826 Azimuts
y ángulos de reducción, 612–617
Distancias y ángulos, 608–617
Observaciones de campo, 564–
577 Observaciones redundantes,
50 Sistemas de coordenadas de referencia, 337–345

Ver estaciones RTK

Machine Translated by Google

Marcos de referencia, 538–547
Transformación de Helmert, 543
Marco de Referencia Terrestre Internacional, 533
NAD27, 539
NAD83, 539
NAD83 (CORS93), 541
NAD83 (CORS94), 541
NAD83 (CORS96), 541
NAD83 (HARN), 540, 541
NAD83 (2007), 541
NAVD88, 76, 542
NGVD29, 75–76, 541
transformándose entre, 543–547
Frecuencia de referencia, 152
Gravedad de referencia, 575
Línea de referencia, 117–118, 482–483
Estaciones de referencia, 383–384
Puntos de referencia, 236
Constante del reflector, 162–164
EDM sin reflector, 689
Nivelación
diferencial por refracción, 110
errores, 110
Errores GNSS, índice de
grupo 348–349, índice
150, nivelación
150, 76–78
Oficina del Registro de Escrituras, 645
Registro de título, 647–648
Precisión posicional relativa, 647–648
Posicionamiento relativo, 359–362
diferencias dobles, 361
diferencias simples, 360
diferencias triples, 361–362
Precisión relativa, 251–252
Relaciones relativas, 851
Pesos relativos, 66–67
Fiabilidad del peso, 50
Desplazamiento de socorro, 811–813
Unidad de posicionamiento remoto (RPU), 202
Teledetección, 12, 799–800, 831–836
Instrumentos de estación total remota, 201–203
Repetir las mediciones de referencia, 390
Radio repetidora, 407
Estaciones repetidoras, 404, 407–408
Método de repetición, 205
Informes, levantamientos estáticos (GNSS), 393
Resección
tridimensional de dos puntos, 299–302; de tres
puntos, 289–292
Residuos, 51
Resolución, 849
Poder de resolución, 88
Reevaluaciones, 662
Retícula, 86–87
Estudios de retroceso, 634, 641–644
Curvas inversas, 743
Ascensión recta, 903 del
nodo ascendente, 339
Derecha, ángulo de recorrido a, 233
Formato de archivo RINEX, 384
Estaciones totales robóticas, 738
Rodperson, funciones de, 105–106
Varillas
Tipo Chicago, 94, 96 altura
fija, 393–394, 403
Tipo Lenker, nivel 95, 96,
94–96
Tipo Filadelfia, 94, 95 tipos de
nivel preciso, 560
Prisma solar de Roelof, 909, 910
Láseres de haz giratorio, 688
Cálculos de
rotación, 294
transformación de coordenadas, 293–294 de
instrumentos de estación total, 197
Rotor, 196
Redondeo de números, 29–30
Instrumentos itinerantes, 80
Encuestas RTK, 358, 404–405, 406–407, 408
comunicación en, 411–412 realización,
413–414
Relojes de rubidio, 333

S

Alcantarillas sanitarias, 691
Gráfico de disponibilidad de satélites, 373–374
Geometría del satélite, factores DOP, 354–355
Órbitas de satélites
apogeo, 337
argumento del perigeo, 339 ángulo
de inclinación, 339 línea de
ápsides, 337 perigeo, 337
sistemas de
coordenadas de referencia, 337–338 ascensión recta del
nodo ascendente, 339
Sistemas de coordenadas de referencia satelital, 337–338
Señales satelitales, relación señal/ruido (SNR), 362
Sistemas satelitales
Brújula, 364
Galileo, 363
GLONASS, 362–363
GPS, 332–336

Machine Translated by Google

Número de vehículo satelital (SVN), 333
Escala, equivalencia, 468–469
Longitudes escaladas, área por, 326
Planos secantes, 623–624
Secciones
de cierre erróneo,
111 fraccionario,
672 subdivisión de municipios, 670–671
Cambio secular en la declinación, 181
Derechos de los adultos mayores, 640, 642
Separe la distancia y el ángulo, 481
Serie, errores de, 61–62
Estaciones totales servoaccionadas, 197
Nivelación de
niveles, estaciones
totales 103–104, 199–201
Asentamiento, errores de nivelación, 123–124
Configuraciones en curva, 727–728
Sistema sexagesimal, 169
Sombreado en mapas, 468
Forma de las parcelas, 637
Líneas cortas, 81–85
Tramo de ladera, 779
Solapa lateral, 806
Radar aerotransportado de visión lateral (SLAR), 831
Tiempo sideral, 903–904
Lados, propiedad, 637
Distancias de visibilidad, 771–773
curvas horizontales, 743–744
Portadora
de señales, 152
sistema de posicionamiento global (GPS), 335–336
GLONASS, 362
Relación señal/ruido (SNR), 362
Cifras significativas, 27–29
redondeo de, 29–30
SI (Sistema Internacional de Unidades), 23, 25–27
Curvas simples, 715
Figuras simples, área final por, 782–783
Ajustes sencillos del circuito de nivel, 113–114
Objetos espaciales simples, 847–848
Diferencia simple, 360
Cámaras de fotograma único, 801
Calibración del sitio, 414
Tamaño de las parcelas, 637
Plano del cielo, 374–375
Medidas inclinadas, 352

Corrección de
pendientes, 29 distancias, reducción
de, 565 intersecciones, 699, 784–786
mediciones, 140–141 estacas,
699 cintas,
140–141
Algoritmos de suavizado, 521–522
Trazador de copia blanda, 7, 9,
824
Geometría de coordenadas de
software, 302–303 Campo a
fin, 490–493 Ajustes de mínimos cuadrados,
450–452 Declinación magnética, 183–
184 Proyección cartográfica,
627–628 Actividad solar, 394,
401, 405 Observaciones solares,
909–910
Spads, 703 Parámetro de corrección
espacial, 412 Uniones
espaciales, 864–
866 Especificaciones para
levantamientos de control, 547–550
Levantamientos estáticos (GNSS), 387–
388 Espectros,
longitudes de onda, 831–832 Esferas, 348 Esferoide.
Ver Esferoides
elipsoidales, 715–716, 744–
749 Elevaciones
puntuales, 472 Matriz
cuadrada, 918 Estadios,
107, 108, 133 Factor
de intervalo, 116 Construcción
sin estacas, 709
Replanteo,
157 Replanteo de
edificios, 694–
698 Curvas, 761
Carreteras, 698–703
Curvas horizontales, 738
Tuberías, Pendientes, 692–
694 Líneas de referencia,
117–118 Curvas
verticales, 766–767 Aire
estándar, 150 Desviación
estándar, 56 Interpretación
de, 58 Paralelos estándar,
666 Tiempo
estándar, 904–905 Estándares Estándar de precisión de mapas circulares (CMAS),
459
levantamientos de control, 547–
550 notas de campo,
33–34 mapas,
505 instrumentos de estación total, 192
Sistema de coordenadas planas estatales, 268–269, 923
corrección de arco a cuerda, 615–617

Machine Translated by Google

Sistema de coordenadas planas estatales (Continuación)
factor combinado, 611
ángulo de convergencia, 597, 598
conversiones SPCS27 y SPCS83, 621–622 definición
de parámetros, 923–926 problema
directo, 602–604 factor de
elevación, 609 problema
inverso, 605–608
Proyección cartográfica cónica conforme de Lambert, 593–594, 923–925
reducción de distancias y ángulos, 608–617
SPCS83, informática, 596–608
Proyección cartográfica de Mercator transversal, 594–595, 927–928
cálculos de recorrido, 268–269
Proyección Universal Transversa de Mercator (UTM), zonas 622–623, 620–621
Sistema de Coordenadas Planas Estatales de 1927 (SPCS27), 595
conversiones, 621–622
Sistema de Coordenadas Planas Estatales de 1983 (SPCS83), 595
cálculos, 596–601
conversiones, 621–622
Levantamientos GNSS estáticos, 10
Posicionamiento relativo estático, 369–370
Levantamientos estáticos (GNSS), 367–369 análisis, 386–393
procesamiento de datos, 386–393 errores, 393–395 procedimientos de campo, 369–372 errores, 395 realización, 384–386
planificación, 372–384
Estación, 117
Estaciones
llenas, 117 media, 117, 118 cuarto, 117, 118
referenciando, 235–236
Estator, 196
Estereoplotters, 821
tipo analítico, 824
conceptos básicos en, 821–824
tipo de copia digital, 824–826
Medición
estereoscópica de paralaje, 819–820 paralaje, 814–817 instrumentos
de trazado, 821–826 visualización, 817–819 Modo de parada y arranque. Ver Métodos de levantamiento cinemático
Alcantarillas pluviales, 691 Líneas rectas, prolongación, 214–216
Pasos, 132
Cuadrángulo
de subdivisión en municipios, 668–669 de secciones, 671
levantamientos, 634, 639, 644–646 Barra subtensa, 133 Resta, cifras significativas, 27–29 Sumas, error de, 60–61
Semidiámetro del Sol, 909
Peralte, 716 Superficies

desarrollables, 590
Coordenadas planas estatales, 591 Controladores de levantamiento. Ver Recopiladores de datos
Alineación
topográfica, 12 como construida, 12, 710–711 límite, 263–265 construcción, 12, 685–712 control, 11, 529–584 definición
de, 13 geodésico, 9–10 terreno, 12 historia de, 4–7 hidrográfico, 12, 493–497
importancia de, 10–11
industrial, 12 en Internet, 18–19
cartografía. Ver Levantamientos cartográficos
de minería, 12
planos, 9–10 profesiones de, 16–17 organizaciones profesionales, 17–18 tierras públicas. Ver Seguridad
PLSS, 13–14 satélite, 12, 332, 352, 369–374 topográfico, 11, 493 tipo de, 11–12 agencias gubernamentales de EE. UU., 15–16 Informe de levantamiento, 393 Certificado de agrimensor, 651 Brújula de agrimensor, 169, 179
Cinta de
agrimensor, 134
Levantamientos de obra terminada, 12, 710–711
construcción, 12, 685–712 control, 11, 529–584 carretera, 176
cartografía, 467–498 tierras públicas, 659–680 subterráneo, 703

Machine Translated by Google

Símbolos cartográficos, 516
Errores sistemáticos, 47
eliminando, 49
Systeme Pour d'Observation de la Terre (SPOT), 835
Constante de medición del sistema, 163

T

Tabla de contenido, cuadernos de campo, 34
Formato tabular del cálculo de volumen, 789
Tabulaciones, 33
Tangente,
ecuación de desplazamiento 196,
plano 761–
765, tornillo 623, 874
Cintas
añadir tipo, 137–138
corrección para soporte, 147–148 corte,
137–138
corrección de longitud en, 141–142
corrección de comba en, 143–144
del topógrafo, 134
corrección de temperatura en, 142
corrección de tensión en, 143
Cinta adhesiva, 133–
134 aplicación de tensión,
136 correcciones combinadas, 147–148
equipo, 134–135
procedimientos de campo,
137 en terreno llano, 136–138
mantenimiento, 135
marcado de longitudes, 136–137
en terreno inclinado, 138–140
plomada, 136
lectura, 137–138
mediciones de pendiente, 140–141
fuentes de errores, 141–145
Pasadores de cinta, 135
Registros de desplazamiento con retroalimentación pulsada, 335
Objetivos, errores de nivelación, 124
Serie Taylor, 443
Telescopios, 86–87
instrumentos de estación total, 195–196
Errores en la
medición de temperatura,
142 variaciones, 123
Asas de tensión, 135
Marco de referencia terrestre, 338
Fotografías terrestres, 12
Polos terrestres, 532–534
Prueba
de colimación, 98
niveles, 96–100
Mapeador temático, 834
Teodolitos, 883–887
Transformación de coordenadas conformes
tridimensionales, 488–489
Cálculos de coordenadas tridimensionales, 581–584

Cuadrícula de perspectiva tridimensional, 522
Modelos de perspectiva tridimensionales, 468
Problema de resección tridimensional, 299–302
Resección tridimensional de dos puntos, 299–302
Sección de tres niveles, 779
Resección de tres puntos, 289–292
Sistema de tres tornillos, nivelación de, 104
Errores de tres sigma, 58
Nivelación de tres hilos, 110, 115–116
Nivel de referencia de mareas, 75
Fotografías inclinadas, 804
Niveles de inclinación, 85, 89–90
Hora
solar aparente, 904
observaciones astronómicas, 905–906 civil,
904 horario
de verano, 905 ecuación
de, 904 solar medio,
904 sideral, 903–
904 estándar, 904–
905
Dilución temporal de la precisión (TDOP), 355
Tiempo de la semana (TOW), 336
Cronología, observaciones astronómicas, 905–906
TIN, 478
líneas de ruptura, 478
Título, registro de, 647–648
Detalles topográficos, localización, 479–488
Mapas topográficos, 467
Topología, 851–852
adyacencia, 851
conectividad, 851
dirección, 851
anidamiento, 851
Instrumentos de estación total, 156–157, 191 ajuste
de, 219–222 sistema de
medición de ángulos, 196 acimuts, 213
balanceo, 216–
217 características de, 191–
194 levantamientos de construcción,
704–706 modo directo, 205, 208
diferencias de elevación
usando, 218–219 funciones realizadas por, 194–
195 manejo y cuidado de, 199–201

Machine Translated by Google

Instrumentos de estación total (Continuación)
ángulos horizontales, 204–206
movimiento horizontal, 197
error de indexación, 194, 212
plomadas láser, 198
plomadas ópticas, 198
paralaje en, 195–196 partes
de, 195–198 ajuste de
burbuja de placa, 199 sin reflector, 157–
158, 689 modo inverso, 205, 206
robótico, 194, 738 accionado
por servomotor, 201–
203 configuración, 199–201
miras y marcas, 213–214
fuentes de errores, 222–228 líneas
rectas, prolongación, 214–216
telescopios, 195–196 modo de seguimiento,
193 desplazamiento con,
239–240 trípode, 197–
198 ángulos verticales, 211–213
círculo vertical, 196

Municipios, subdivisión
667–671 de, 670–671
Método de trazado de contornos, 474
Modo de seguimiento, 157
instrumentos de estación total, 193
Sistema de TRÁNSITO, 331, 332
Tránsitos, 877–883
Transpuesta de una matriz, 919
Proyección de Mercator transversal, 594–595 meridiano
central, 593–594 ángulo de
convergencia, 597, 602 parámetros
definitorios, 596 problema directo,
596 problema inverso, 596

Atravesar
cierre angular erróneo, 238–239
cerrado, 231, 232
definición de, 231
notas de campo, 237–238
enlace,
231 abierto,
232 polígono, 231, 232
aleatorio, 217
selección de estaciones, 235
Cálculos de recorrido, 245 ajuste,
252 acimuts, 248–
249 ángulos equilibrados,
246–248
rumbos, 248–249
levantamientos de límites, 263–265
condiciones de cierre, 251
regla de brújula (Bowditch), 252–255
desviaciones, 249–250
errores, 269–272
ajustes finales, 261–263 inversión,
260–261 latitudes y
desviaciones, 249–250 ajuste de mínimos
cuadrados, 255 cierre erróneo lineal,
251–252 errores de localización en,
269–272 cierre erróneo, 251–252
errores en, 272 poligonales
abiertas, 265–268
coordenadas rectangulares de,
255–256 precisión relativa, 251–252 sistema de
coordenadas planas estatales, 268–
269 pasos en, 245

Recorrido, 231–232
ángulos, 233–234
cierre angular erróneo, 238–239 por
acimuts, 234 por
ángulos de deflexión, 233–234 notas de
campo, 237–238 por
ángulos interiores, 233 ajustes
de mínimos cuadrados, 450–452 longitudes,
234–235 errores en,
242 radial, 240–241
fuentes de errores,
241 estaciones, 235–236,
617–620 instrumentos de estación
total, 239–240
Proyección Universal Transversa de Mercator (UTM), 268
Triángulos oblicuos, 278 Red
irregular triangulada. Ver ESTAÑO
Triangulación, 132
levantamientos de control, 555–
556 levantamientos
cartográficos, 470 Tribrachs, 197–198
ajuste de, 221
Nivelación trigonométrica, 81–85
Estudios de
control de trilateración, 558–559
estudios cartográficos, 470
Triple diferencia, 361–362
Trípode, 93
ajuste de, 221 errores
causados por asentamiento, 123 altura fija,
352, 403 configuración de
pendiente lateral de, 104

Machine Translated by Google

Refracción troposférica, 348
Frascos tubulares, 87–88
Punto de inflexión, numeración
106, 107, 110
Transformación de coordenadas conformes
bidimensional, 292–297
Error de dos sigma, 58
Tipos
de fotografías aéreas, 803–804 de
acimuts, 172–173 de
secciones transversales, 779–
780 de errores, 47–
48 de cuadernos de
campo, 32–33 de
notas de campo, 33 de ángulos
horizontales, 170–
171 de niveles,
85–86 de mapas, 467 de
mediciones, 23 de
observaciones, 45–
46 de levantamientos topográficos, 11–12 de poligonación, 231

U
Ondulación, geoide, 536–538
Curvas verticales tangentes desiguales, cálculo, 767–770
Método de área unitaria, 790–791
Unidades de medida, 23–25
Sistema Internacional de Unidades (SI), 23, 25–27
Tiempo Universal Coordinado, 363, 898 Proyección
Universal Transversal de Mercator (UTM), 268, 622–623 Culminación superior,
897, 901, 902 Error de rango equivalente del
usuario, 354 Opción CORS fácil de usar, 384
Segmento de usuario, 332, 334 Mapas de
cuadrángulos del Servicio
Geológico de los Estados Unidos, 471 Agencias del gobierno de los
Estados Unidos, 15–16 Sistema de Levantamiento
de Tierras Públicas de los Estados Unidos, 660 Marcos
de referencia de los Estados Unidos, 538–547
Sistema de Coordenadas Planas Estatales de los Ver Avión estatal
Estados Unidos. Sistema
de coordenadas Pie de levantamiento de los Estados Unidos, definición de, 24

V
Varianza, 56
Variaciones de la brújula, 180 anuales,
183 diarias,
181, 183 en
declinación magnética, 181, 183 seculares,
181
temperatura, 123
Vectores, líneas de base, 437–442
Conversión de vector a ráster, 853–855
Equinoccio de primavera, 339,
903 Verniers, 94, 879–881
Fotografías aéreas verticales, 803–806 altura
de vuelo, 813–814
coordenadas terrestres, 810–811
desplazamiento del relieve, 811–813
escala de, 806–809
Alineaciones verticales. Ver Curvas verticales
Observación de
ángulos verticales de, 211–
213 reducción de observaciones de distancia
usando,
567–570 Eje vertical,
192 Círculo vertical, 196–197
Control vertical, 75, 471
jerarquía de, 551
Curvas verticales, 757–758
computación, 761–766
plantillas de diseño, 778
elevación en el punto central, 763
propiedad de tangente igual de, 765–766
ecuación de curva parabólica vertical de tangente igual,
759–761
ecuación general de, 758–759
punto alto o bajo en, 761
control de máquina, 767
pasar por un punto fijo, 770–771 tasa de cambio
de pendiente, 757, 760 distancia de
visibilidad, 771–773
replanteo, 766–767
ecuación de desplazamiento de tangente,
761–765 tangente desigual,
767–770 ecuaciones de curva parabólica vertical, 758–759
Nivelación vertical,
nivelación diferencial 74, 111
América del Norte, 75–76, 541–542
Dilución vertical de precisión (VDOP), 354
Distancias verticales, 23
por nivelación diferencial, 79–80
mediciones, 78
Exageración vertical, 817
Línea vertical, 73
Fotografía vertical altura
de vuelo de, 813–814
coordenadas terrestres de, 810–811
desplazamiento del relieve en, 811–813
escala de, 806–809
inclinación de, 827
Punto de intersección vertical (PIV), 759
Interferometría de línea base muy larga, 533

Machine Translated by Google

Nivel
de viales, 87–
89 pruebas, 97
Visualización estereoscópica, 817–819
Estación de referencia virtual (ERV), 412, 413
Instrumentos de haz láser visible, 686–688
Volúmenes, 23
fórmula de área final promedio, 780–781
áreas finales, determinación, 781–784
método de cantera, 790–791
unidades de medida comunes, 777
cálculos, 788–790 método de
área de contorno, 791–793 método de
sección transversal, 778–779 métodos
de medición, 777 errores, 795
fórmula
prismática, 786–788 fuentes de error,
795 tipos de secciones
transversales, 779–780 método de área
unitaria, 790–791 mediciones de
descarga de agua, 793–794

W
Escritura de garantía, 634
Mediciones de descarga de agua, 793–794
Longitudes de onda, 151–
152 espectros, 831, 832
Matriz de
ponderación, 438,
441 de observaciones, 66–
67 Elongación occidental, 897, 902
Elipsoide de referencia WGS84, 340
Sistema de aumento de área amplia (WAAS), 357–358
Ondulación,
216 Esquina testigo,
674–675 Sistema Geodésico
Mundial de 1984. Modelo magnético Ver Referencia WGS84
mundial,
183

Z
Ángulos
cenitales, 23
distancia, 903
nivelación trigonométrica, 81–85
Zonas, constantes, 596–597, 614

Factores de conversión

Longitud

1 milímetro (mm) = 1000 micrómetros (μm)

1 centímetro (cm) = 10 mm

1 metro (m) = 100 cm

1 m = 39,37 pulgadas (in) [EE. UU.] [Pie topográfico]

1 kilómetro (km) = 1000 m

1 km = 0,62137 millas

1 pulgada = 25,4 mm exactos [Pie internacional]

1 pie = 304,8 mm exactos [Pie internacional]

1 milla = 5280 pies

1 milla náutica = 6076,10 pies = 1852 m

1 vara = 1 pértiga = 1 percha = 16,5 pies

1 cadena de Gunter (ch) = 66 pies = 4 varas

1 milla = 80 ch

1 vara = aproximadamente 33 pulgadas en México y

California y 33 1/3 pulgadas en Texas

1 braza = 6 pies

Volumen

1 m^3 = 35,31 $pies^3$

1 $yarda^3$ = 27 $pies^3$ = 0,7646 m^3

1 litro = 0,264 galones [EE. UU.]

1 litro = 0,0013

1 galón [EE. UU.] = 3,785 litros

1 pie^3 = 7,481 galones [EE. UU.]

1 galón [imperial] = 4,546 litros = 1,201 galones [EE. UU.]

Área

1 mm^2 = 0,00155 $pulg^2$

1 m^2 = 10,76 $pies^2$

1 km^2 = 247,1 acres

1 hectárea (ha) = 2,471 acres

1 acre = 43 560 $pies^2$

1 acre = 10 ch^2. Es decir, 10 (66 pies x 66 pies)

1 acre = 4046,9 m^2

1 pie² = 0,09290 m²

1 pie² = 144 pulg²

1 pulg² = 6,452 cm²

1 milla² = 640 acres (sección normal)

Ángulos

1 revolución = 360 grados = 2π radianes

1° (grado) = 60' (minutos)

1' = 60" (segundos)

1° = 0,017453292 radianes

1 radián = 57,29577951° = 57°17'44,806"

1 radián = 206 264,8062"

1 revolución = 400 grados (también llamados gons)

tan 1" = sen 1" = 0,000004848

π = 3,141592654

Otras conversiones

1 gramo (g) = 0,035 oz

1 kilogramo (kg) = 1000 g = 2,20 lb

1 tonelada = 2000 lb = 2 kips = 907 kg

1 m/s = 3,28 pie/s

1 km/h = 0,911 pie/s = 0,621 mi/h

FRECUENCIAS DE SEÑAL GPS

Código Frecuencia (MHz)

C/A 1,023

P 10,23

LI 1575,42

L2 1227,60

L5 1176,45

Parámetros del Elipsoide

Elipsoide	Semimayor Eje (a)	Semimenor Eje (b)	Aplanamiento (1/f)
Clarke, 1866	6.378.206,4	6.356.583,8	294,97870
GRS80	6.378.137,000	6.356.752,314	298,257222101
WGS84	6.378.137,000	6.356.752,314	298,257223563

OTROS DATOS IMPORTANTES EN TOPOGRAFÍA (GEOMÁTICA)

Errores y análisis de errores

68,3 = porcentaje de observaciones esperadas dentro de los límites de una desviación estándar

0,6745 = coeficiente de desviación estándar para un error del 50 % (error probable)

1,6449 = coeficiente de desviación estándar para un error del 90 %

1,9599 = coeficiente de desviación estándar para un error del 95 % (error de dos sigmas)

Medición electrónica de distancias

299 792 458 m/s = velocidad de la luz o energía electromagnética en el vacío

1 Hertz (Hz) = 1 ciclo por segundo

1 kilohertz (kHz) = 1000 Hz

1 megahertz (MHz) = 1000 kHz

1 gigahertz (GHz) = 1000 MHz

1,0003 = índice de refracción atmosférico aproximado (varía de 1,0001 a 1,0005)

760 mm de mercurio = presión atmosférica estándar Presión

Cintado

0,00000645 = coeficiente de dilatación de la cinta de acero por cada 1 °F

0,0000116 = coeficiente de dilatación de la cinta de acero por cada 1 °C

29 000 000 $lb/pulg^2$= 2 000 000 kg/cm² = módulo de elasticidad de Young del acero

490 lb/pie³ = densidad del acero para el cálculo del peso de la cinta

15 °F = cambio de temperatura necesario para producir un cambio de longitud de 0,01 pies en una cinta de acero de 100 pies

68 °F = 20 °C = temperatura estándar para el marcado

Nivelación

0,574 = coeficiente de curvatura y refracción combinados (pies/millas²)

0,0675 = coeficiente de curvatura y refracción combinados (m/km²)

20,6 m = 68 pies = radio aproximado de una burbuja de nivel con una sensibilidad de 20"

Varios

6.371.000 m = 20.902.000 pies = radio medio aproximado de la Tierra

1,15 millas = aproximadamente 1 minuto de latitud = aproximadamente 1 milla náutica

69,1 millas = aproximadamente 1 grado de latitud

101 pies = aproximadamente 1 segundo de latitud

24 horas = 360° de longitud

15° de longitud = ancho de una zona horaria, es decir, 360°/24 h

23°26,5' = declinación máxima aproximada del sol en los solsticios

23 h 56 min 4,091 s = duración del día sideral en tiempo solar medio, que es 3 min 55,909 s de tiempo solar medio menos que un día solar

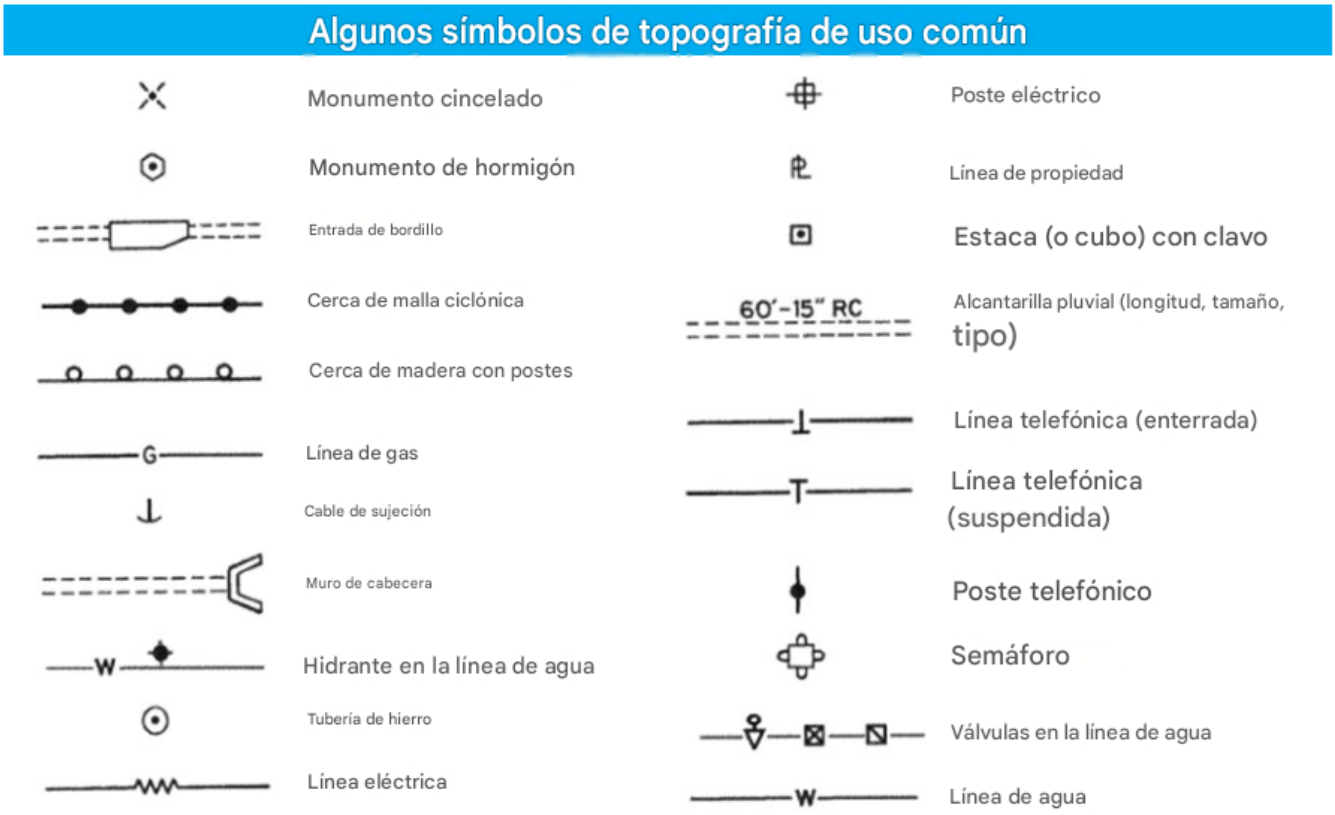
5.729,578 pies = radio de una curva de 1°, definición de arco

5.729,651 pies = radio de una curva de 1°, definición de cuerda

100 pies = 1 estación, sistema inglés

1000 m = 1 estación, sistema métrico

6 millas = longitud y anchura de un municipio normal

36 = número de secciones en un municipio normal

10 000 km = distancia del ecuador al polo y base original para la longitud del metro